



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“EVALUACIÓN DE ESCENARIOS DE
INUNDACIÓN EN EL RÍO GONZÁLEZ,
TABASCO”**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERA CIVIL**

PRESENTA A:

ALEJANDRA AMARO LOZA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. ADRIÁN PEDROZO ACUÑA



CIUDAD UNIVERSITARIA

2010



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

Gracias a Dios por permitirme gozar de su luz, de su amor y su paz. Porque su luz ha guiado mi camino. Asimismo se ha manifestado de diversas maneras y en diferentes personas.

A mis padres, mi eterno agradecimiento, a quienes me debo y dedico mi trabajo diario. Por su apoyo incondicional brindándome la oportunidad de realizar mi proyecto de vida. A pesar de que hemos debido separarnos más de una vez; se compensa con la emoción que compartimos juntos al mirar que esta etapa se ha concretado.

A mi abuelita Josefita, quien decidió comenzar un periodo de su vida a mi lado, y fue su gran amor que la motivó a permanecer conmigo durante mi estancia en la universidad.

A mi tutor el Dr. Adrián Pedrozo, por permitirme participar en el Plan Hídrico Integral de Tabasco, del cual he obtenido conocimientos y experiencia. Igualmente por ayudarme a contribuir a mi desarrollo, a través de las metas que acordamos, sus sugerencias y críticas han sido fundamentales.

Índice

Lista de Figuras.....	iii
Lista de Tablas.....	vii
Introducción.....	1
Objetivos.....	2
CAPÍTULO 1.....	4
El problema de inundaciones en Tabasco.....	4
1. El problema de inundaciones en Tabasco.....	5
1.1 Descripción general del estado de Tabasco.....	5
1.1.1 Fisiografía.....	6
1.1.2 Cuencas.....	8
1.1.3 Clima.....	14
1.1.4 Precipitación.....	15
1.2 Modificaciones del drenaje por intervención antropogénica.....	20
1.2.1 Rompidos.....	20
1.2.2 Complejo Hidroeléctrico del Grijalva.....	25
1.3 Inundaciones recientes.....	27
1.3.1 Inundación de 1999.....	29
1.3.2 Inundación de 2007.....	30
1.3.3 Inundación de 2009.....	38
1.4 Programas federales de control de inundación.....	40
1.4.1 Programa Integral de Control de Inundaciones (PICI).....	40
1.4.2 Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT).....	40
CAPÍTULO 2.....	42
Campaña de Campo.....	42
2. Campaña de Campo.....	43
2.3 Zona de Estudio.....	43
2.4 Mediciones.....	45
2.4.1 Batimetría.....	45
2.4.2 Medición de la variación de caudal en un ciclo de 24 horas.....	48
2.4.3 Medición de la velocidad del flujo.....	50
CAPÍTULO 3.....	54
Modelo Hidrodinámico en dos dimensiones.....	54
3. Modelo hidrodinámico en dos dimensiones.....	55
3.1 Introducción.....	55

3.2	Ecuaciones de gobierno (Aguas someras).....	55
3.3	Resolución numérica e integración en el tiempo.....	56
3.4	Inundación y secado de celdas.....	57
3.5	Puesta a punto del modelo numérico.....	58
3.5.1	Malla de modelación.....	59
3.5.2	Definición de las condiciones de frontera.....	61
3.6	Validación del modelo.....	64
CAPÍTULO 4.....		66
Resultados.....		66
4. Resultados.....		67
4.1	Introducción.....	67
4.2	Tránsito de la avenida con periodo de retorno de 100 años bajo condiciones actuales del cauce.....	67
4.3	Propuestas de alternativas de alivio en la llanura de inundación.....	70
4.4	Análisis de las alternativas de alivio en la llanura de inundación.....	76
4.4.1	Cálculo de áreas de inundación.....	77
4.4.2	Obtención de volúmenes y costo del dragado.....	77
4.4.3	Relación entre la anchura del dren y el costo de dragado.....	80
4.4.4	Relación del área de inundación y el costo.....	81
Conclusiones.....		83
Referencias.....		85

Lista de Figuras

Figura 1 Ubicación del río González en la costa del estado de Tabasco (las flechas representan la dirección del flujo).....	1
Figura 1.1 División de la subregiones del estado de Tabasco (GET, 2010).....	6
Figura 1.2 División política de los municipios que pertenecen al estado de Tabasco (GET, 2010).....	6
Figura 1.3 Mapa Fisiográfico de la Cuenca del Grijalva (APFM, 2006).....	7
Figura 1.4 Regiones Hidrológicas del Estado de Tabasco con sus respectivas cuencas (Rosique P.J.A., 2006).....	9
Figura 1.5 Cuenca del Grijalva (APFM, 2006).....	11
Figura 1.6 Mapa de Climas del estado de Tabasco, se observa que el clima predominante es el cálido húmedo con abundantes lluvias en verano Am. (INEGI, 2010).....	15
Figura 1.7 Precipitaciones pluviales anuales por Entidad Federativa. (Estadísticas de CONAGUA, 2010).....	16
Figura 1.8 Mapa de precipitaciones en el estado de Tabasco (INEGI, 2010).....	19
Figura 1.9 Sistema hidrológico superficial del estado de Tabasco en el siglo XVI (Velázquez G.V., 1994).....	20
Figura 1.10 El rompido de Nueva Zelandia que causó la unión del río Mezcalapa con el río Grijalva (Velázquez G.V., 1994).....	21
Figura 1.11 El rompido de Manga de Clavo originó el nacimiento del río Carrizal, que en su parte final se conoce como río González (Velázquez G.V., 1994)....	22
Figura 1.12 Mapa de San Juan Bautista en 1884, la capital de Tabasco cercada por el río Grijalva. (Atlas Histórico de Tabasco, 1982).....	22
Figura 1.13 Rompido de la Figua, dio origen al río la Figua. (Velázquez G.V., 1994).....	23
Figura 1.14 Ubicación del rompido de Samaria y los municipios afectados: Jalpa, Cunduacán y Nacajuca. (Velázquez G.V., 1994).....	24
Figura 1.15 Rompido de Cañas que originó al río Cañas, se aprecia en color rojo. (Velázquez G.V., 1994).....	24
Figura 1.16 Rompido el Veladero, ocurrió en el año 1952 próximo a la población Nueva Zelandia. (Velázquez G.V., 1994).....	25

Figura 1.17 Sistema Hidroeléctrico del Grijalva. (CFE, 1988).....	26
Figura 1.18 Perspectiva aérea de las Centrales Hidroeléctricas ubicadas en el Complejo Grijalva. (CFE, 1988)	27
Figura 1.19 Inundación en la calle 27 de febrero, en el centro de la ciudad de Villahermosa, en el año de 1929. (Archivo de la Sociedad de Fotógrafos del estado de Tabasco).....	29
Figura 1.20 Inundación de 1936 en el Parque Juárez de Villahermosa, Tabasco. (Archivo de la Sociedad de Fotógrafos del estado de Tabasco).....	29
Figura 1.21 Sistema meteorológicos actuantes durante los últimos días de octubre en el 2007. (CONAGUA, 2007).....	31
Figura 1.22 Localización del Complejo Hidroeléctrico del Grijalva. (APFM, 2006)	32
Figura 1.23 Precipitación máxima diaria de los últimos días de octubre de 2007. (SMN-CONAGUA, 2007).....	34
Figura 1.24 Panel izquierdo: Las principales avenidas de Villahermosa estuvieron anegadas por el desbordamiento de los ríos que rodean la ciudad. Panel derecho: Pocas personas pudieron atravesar las calles de Villahermosa utilizando las lanchas (Diversas páginas de internet).....	37
Figura 1.25 El éxodo de la mayor parte de la población fue a pie, cargando sus pertenencias y objetos de valor. (El Universal, 2007)	37
Figura 1.26 El rescate aéreo llegó a las zonas que se encontraban incomunicadas (Diversas páginas de internet, 2007)	37
Figura 1.27 Vista aérea de la ciudad de Villahermosa, es una imagen devastadora que muestra la magnitud del daño que sufrió la ciudad. (Diversas páginas de internet, 2007).....	38
Figura 1.28 La infraestructura carretera se vio gravemente afectada además de dejar incomunicada a la población. (Diversas páginas de internet, 2009)	39
Figura 1.29 Camiones de gran tamaño se veían imposibilitados para transitar las carreteras afectadas (Asociación Ecológica Santo Tomás, 2009)	40
Figura 2.1 Zona de estudio, incluye el sistema de la laguna Mecoacán y el río González, y otros cuerpos lagunares menores.....	44
Figura 2.2 Funcionamiento de la ecosonda para detectar el fondo marino.....	45
Figura 2.3 Sistema de medición del fondo marino.....	46
Figura 2.4 Panel izquierdo: antena GPS diferencial. Panel derecho: Sonar sumergido.....	46

Figura 2.5 Rutas de navegación de batimetrías.....	47
Figura 2.6 Detalle del mini ADCP montado en la moto acuática y esquema de la metodología de corrientes.....	48
Figura 2.7 Transecto en la desembocadura del río González.....	49
Figura 2.8 En la moto acuática se instalaron un ADCP, CTD y una computadora en la realización de transectos (panel izquierdo). Acercamiento del ADCP (panel derecho).....	49
Figura 2.9 Serie temporal de caudal Q, en la boca de la desembocadura del río González (panel superior) durante un ciclo de marea. En mareas vivas (panel inferior).....	50
Figura 2.10 Velocímetro acústico.....	51
Figura 2.11 Ubicación del vector sobre el río González.....	52
Figura 2.12 Series de tiempo de velocidad y dirección del flujo (paneles 1 y 2), y nivel del agua (panel 3) en el río González, y el nivel del mar (panel 4).....	52
Figura 3.1 Mapa de elevaciones y profundidades generado con el MDE SRTM de 30 m.....	59
Figura 3.2 Panel superior: Elevaciones/profundidades en el dominio del cálculo; panel inferior: malla de cálculo con elementos de resolución variable.....	60
Figura 3.3 Marea astronómica registrada para el mes de Agosto en la costa del estado de Tabasco.....	61
Figura 3.4 Mediciones tipo del perfilador acústico frente a la barra de Chiltepec.....	62
Figura 3.5 Mediciones tipo del perfilador acústico frente a la barra de Chiltepec.....	63
Figura 3.6 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 3.7 Comparación de resultados de velocidad de corriente obtenidos con el modelo numérico (línea continua) vs los datos de campo (línea discontinua).....	65
Figura 4.1 Hidrograma de entrada que se utiliza en la condición de frontera del Dren Victoria.....	68
Figura 4.2 Escenarios de inundación a lo largo de la simulación numérica del drenaje de la avenida extrema asociada a un $T_r=100$ años.....	69
Figura 4.3 Diagrama de las alternativas en la llanura de inundación.....	71

Figura 4.4 Condición final de la alteración con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 240 m. y una profundidad de 9 m.	72
Figura 4.5 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 300 m. y una profundidad de 9 m.	73
Figura 4.6 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 380 m. y una profundidad de 9 m.	73
Figura 4.7 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 600 m. y una profundidad de 9 m.	74
Figura 4.8 Condición final de la alternativa con la ampliación de la anchura del Dren Victoria a 240 m. y una profundidad de 7.5 m.....	75
Figura 4.9 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 365 m. y profundidad de 7.5 m.	76
Figura 4.10 Secciones del dren Victoria con diferentes anchuras, con una profundidad de 9 m.	77
Figura 4.11 Secciones del dren Victoria con diferentes anchuras, con una profundidad de 7.5 m.....	78
Figura 4.12 Relación entre el área de inundación y la anchura del dren para los escenarios simulados.....	80
Figura 4.13 Relación entre la anchura del dren y el costo de dragado para los escenarios simulados.....	81
Figura 4.14 Relación entre el área del dren y el costo del dragado para los escenarios simulados.....	82

Lista de Tablas

Tabla 1.1 Clasificación de las Regiones y Cuencas Hidrológicas del estado de Tabasco. (INEGI, 2010)	9
Tabla 1.2 Símbolos referentes a los tipos y subtipos climáticos del estado de Tabasco utilizando la clasificación de Wilhelm Köeoppen adaptado por M.en C Enriqueta García (1994)	14
Tabla 1.3 Periodos de lluvias, sequías, temporales y nortes. (Velázquez G.V., 1994)	17
Tabla 1.4 Cronología de inundaciones (1879-1955) en el estado de Tabasco. (Gamma L.C., et al, 2008)	28
Tabla 1.5 La serie de eventos meteorológicos comenzó desde mediados de septiembre, continuaron hasta finales de octubre. (CENAPRED, 2000).....	30
Tabla 1.6 Fenómenos meteorológicos en la temporada de lluvias en el 2007 (SMN, 2007)	31
Tabla 1.7 Afectaciones en las localidades del Estado de Tabasco ocasionadas por las inundaciones del 2007. (GET, 2007).....	36
Tabla 1.8 Impacto socioeconómico de las inundaciones ocurridas en el Estado de Tabasco en los meses de octubre y noviembre, 2009. (CENAPRED-CEPAL, 2010).....	39
Tabla 4.1 Áreas de inundación para cada escenario de alivio simulado en km ²	77
Tabla 4.2 Areas de dragado para los diferentes escenarios de alivio propuestos, el renglón correspondiente a 100 m. de anchura representa la condición actual	78
Tabla 4.3 Los valores del área de inundación, el volumen de dragado y el costo para una profundidad de 9 m.	79
Tabla 4.4 Los valores del área de inundación, el volumen dragado y el costo para una profundidad de 7.5 m.....	79

Introducción

Estudios recientes alrededor del mundo han confirmado que el calentamiento global, registrado a lo largo de las últimas décadas, está asociado al incremento en la intensidad y frecuencia de huracanes y tormentas, ambos identificados como los principales generadores de inundaciones. De hecho, es muy probable que en las siguientes décadas, aquellas áreas proclives a inundación se encuentren expuestas aún con mayor frecuencia a eventos extremos, lo cual se traducirá en un incremento en el riesgo de inundación en estas zonas.

En particular, las inundaciones acaecidas en el Estado de Tabasco en 1999, 2007 y recientemente 2009, han puesto de manifiesto la necesidad de plantear soluciones integrales a la problemática que sufre la entidad. Como resultado de los cuantiosos daños reportados durante estos eventos, en 2007 el Gobierno Federal dispuso la generación de un estudio, conocido como “Plan Hídrico Integral de Tabasco” (PHIT) en el que se plantea la generación de obras de protección y estudios de los procesos involucrados en la gestación de estos fenómenos. El objetivo del PHIT, consiste en proporcionar un conjunto de soluciones que garanticen la seguridad de la población, en el desempeño de las actividades económicas y que permanezca una relación de equilibrio entre los ecosistemas. Por otro lado, las obras antropogénicas planteadas como solución dentro del PHIT, modificarán las condiciones de flujo en ríos y llanuras de inundación. Como resultado, es necesario evaluar a detalle las consecuencias que dichos cambios tendrán sobre la configuración de los sistemas lagunares y las llanuras de inundación en la zona de las desembocaduras de los ríos al mar. Es evidente, que las condiciones de flujo aguas arriba de la cuenca tienen una incidencia directa sobre lo que acontece hacia la desembocadura de los ríos en el mar.

Entre las obras de control que se proponen en el PHIT, se encuentra la estructura de control “El Macayo”, cuyo propósito es desviar el caudal extraordinario del río Carrizal hacia el río Samaria, para su eventual drenaje por la desembocadura del río González (ver Figura 1).

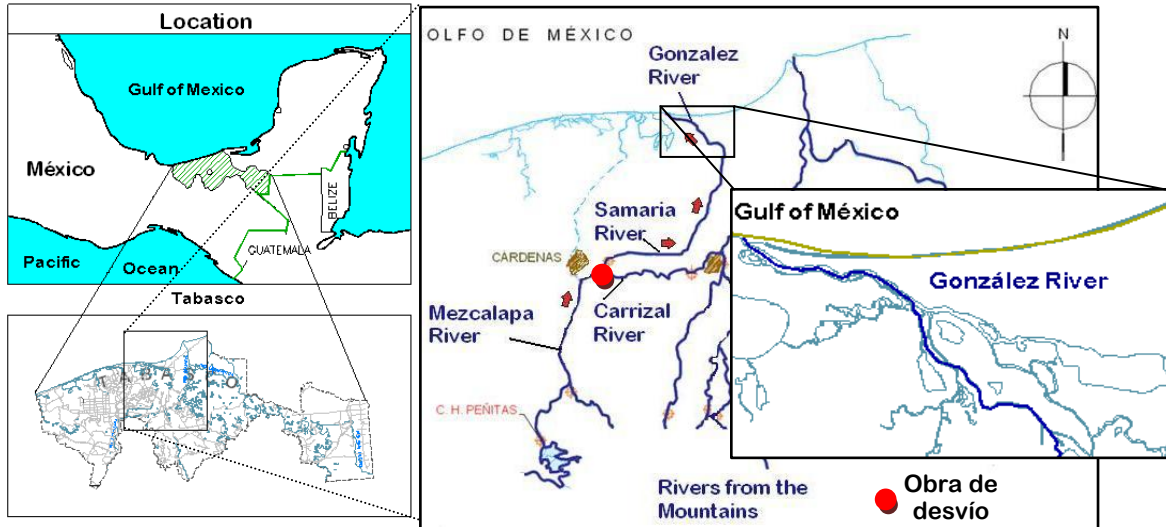


Figura 1 Ubicación del río González en la costa del estado de Tabasco (las flechas representan la dirección del flujo)

Sin embargo, el comportamiento de la avenida extraordinaria desviada conforme esta llega a la zona de la desembocadura del río González es completamente desconocido. De tal suerte, que esta alteración de flujos en el sistema requiere una evaluación de ambos, la capacidad del río González para conducir este caudal hacia el Golfo de México y las consecuencias que producirán en la zona baja aledaña a la costa.

El objetivo general de este trabajo consiste en aplicar modelos matemáticos y otras herramientas de análisis que permitan la valoración de los efectos del control de inundaciones en la llanura de inundación del río González, entre la localidad de Oxiacaque (donde comienza el dren Victoria) y hasta su desembocadura al mar. Esto comprende la evaluación hidrodinámica de la llanura de inundación, y la capacidad hidráulica de la desembocadura del río González para drenar el caudal de desvío (asociado a un $Tr=100$ años).

El estudio prevé la generación de manchas de inundación a fin de identificar las potenciales áreas de afectación, con particular énfasis en las localidades aledañas. Así mismo, se prueban algunas alternativas de reducción de zona inundable por medio de la simulación numérica de dragado y ampliación de drenes en la zona.

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 determinación de las condiciones de operación del sistema bajo el forzamiento de una avenida asociada a un $Tr=100$ años.
- Evaluar escenarios de operación bajo condiciones de dragado en la boca del río y la ampliación de drenes de comunicación.

- 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 Agosto de 2009) junto con la puesta a punto y validación de un modelo hidrodinámico bidimensional (Pedrozo-Acuña et al. 2009). 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 cuatro capítulos, los cuales han sido estructurados de la siguiente forma:

Capítulo 1. El problema de inundaciones en Tabasco

Se presenta una explicación de los factores naturales y de origen antropogénico, que intervienen directamente en la incidencia de inundaciones en estado de Tabasco. Adicionalmente, se introduce un breve resumen de los eventos de inundación más severos en los últimos años.

Capítulo 2. Campaña de Campo

Se describen las actividades realizadas durante la campaña de campo (27 de julio al 10 de agosto de 2009) y los datos relevantes para el estudio hidrodinámico de la desembocadura del río González. Entre las mediciones principales se encuentran la batimetría del sistema y el aforo de caudales en los cuerpos principales del río González.

Capítulo 3. 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 4. Resultados

Se detallan los resultados de la simulación numérica del drenaje de la avenida extraordinaria con $Tr=100$ años bajo las condiciones actuales del cauce de río. Además, se analizan las alternativas de alivio al problema de capacidad hidráulica del dren Victoria y se hace una estimación del costo vs área inundada.

CAPÍTULO 1

El problema de inundaciones en Tabasco

1. El problema de inundaciones en Tabasco

En este capítulo se presentan los aspectos generales necesarios para la comprensión del problema de inundaciones en el Estado de Tabasco. Entre ellos, se consideran los factores medio ambientales y antropogénicos que tienen una influencia directa en la gestación del problema de inundaciones que actualmente vive el Estado. En particular, se revisan sus condiciones geográficas, fisiográficas y climatológicas, su conformación hidrográfica, así como las diferentes alteraciones en las que el hombre ha sido determinante para el cambio de régimen en los ríos.

De tal suerte que a través de esta revisión se pueda brindar una perspectiva general e informada sobre las causas al problema de inundaciones que vive el Estado.

1.1 Descripción general del estado de Tabasco

Tabasco junto con los estados de Chiapas, Campeche, Quintana Roo y Yucatán conforman la región sureste de México. Se localiza desde la planicie costera del Golfo de México hasta las montañas del norte de Chiapas. Entre los 17°15' y 18°39' latitud norte, y los 91°00' y 94°17' de longitud oeste. Limita al norte con el Golfo de México y los Estados de Campeche al este, Chiapas al sur y Veracruz al oeste, además de ser frontera con Guatemala.

El Estado se encuentra dividido en dos regiones, hacia el occidente se ubica la región del Grijalva y hacia el oriente la región Usumacinta (GET, 2010). Estas dos regiones, a su vez se encuentran subdivididas. La región del Grijalva está conformada por las subregiones Centro, Chontalpa y Sierra, mientras que la región del Usumacinta comprende las subregiones de los Ríos y Pantanos (ver Figura 1.1).

De tal manera que los 17 municipios del estado de Tabasco quedan distribuidos de acuerdo a sus subregiones, en la Figura 1.2 se observa la ubicación de los municipios. En la subregión Centro con una superficie de 2,572.84 km² concentran los municipios de Centro, Jalpa de Méndez y Nacajuca; cabe mencionar que esta representa la segunda subregión más poblada con 668, 502 habitantes que corresponden al 35.39% de la población total de la entidad. La subregión de la Chontalpa, es la más poblada, cuenta con una superficie de 7,606.09 km² y tiene 714,613 habitantes significa que el 37.82% de la población del estado, se encuentran los municipios: Huimanguillo, Cárdenas, Cunduacán, Comalcalco y Paraíso. La subregión de la Sierra, su nombre se debe a que se localiza al inicio de la Sierra Madre de Chiapas: Teapa, Jalapa y Tacotalpa.

Los municipios que integran la región del Usumacinta, en la subregión de los Ríos son: Balancán, Centla, Emiliano Zapata, Jonuta y Tenosique; la subregión de los Pantanos tiene los municipios de: Macuspana, Jonuta y Centla. La población en estas dos subregiones, en la de los Ríos es de 136, 723 habitante que es el 7.24% de la población estatal; en tanto la subregión de Pantanos es de 249,704 habitantes y representa el 13.22% de la población del estado.



Figura 1.1 División de la subregiones del estado de Tabasco (GET, 2010)



Figura 1.2 División política de los municipios que pertenecen al estado de Tabasco (GET, 2010)

1.1.1 Fisiografía

El Estado de Tabasco es la última provincia fisiográfica de la cuenca del territorio mexicano; que desde el punto de vista geológico se encuentra en proceso de formación. El comienzo de la formación se remonta a la era secundaria en el periodo Jurásico, cuando en el territorio que ahora ocupa Tabasco, se encontraba el océano. De tal forma, se puede decir que el territorio emergió, a partir de la formación de depósitos salinos, que bajo una fuerte acción de levantamiento tectónico dio origen a masas salinas intersticiales y domos salinos cristalizados que en la actualidad se ubican a poca profundidad, en el occidente de Tabasco y sur de Veracruz. (Velázquez, 1994)

La extensa planicie de suelos aluviales de Tabasco de la Llanura Costera del Golfo es el resultado del acarreo de los ríos Papaloapan, Coatzacoalcos, Grijalva y Usumacinta, que durante miles de años han depositado los materiales que traen

desde las montañas de Chiapas y Guatemala. Estos aluviones presentan texturas muy variables: son limo-arcillosos en el sector central de la Chontalpa, arcilloso-arenosos en las márgenes del río Tonalá y norte de Chiapas, y arcillosos en gran parte de la zona costera de la región de los Ríos. Asimismo la graduación del material se encuentra definido conforme al curso del río; en los desbordamientos periódicos, el material aluvial más grueso y pesado se deposita junto al cauce principal (barrote del río), formando planicies fluviales; el material de aluvión más ligero acompañado por partículas finas, se transportan hacia las zonas de inundación más bajas y alejadas de los cursos de los ríos.

Actualmente la fisiografía del terreno, se caracteriza principalmente en dos porciones: la mayor parte del territorio por llanuras y una pequeña parte de sierras. En la Figura 1.3 se aprecia la fisiografía de Tabasco y Chiapas.

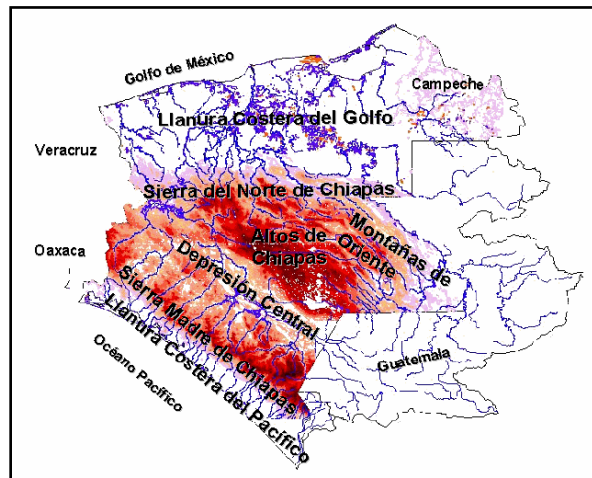


Figura 1.3 Mapa Fisiográfico de la Cuenca del Grijalva (APFM, 2006)

Llanura Tabasqueña

Considerada como la más grande llanura costera aluvial del país. Se formó a partir de los sedimentos depositados en las cuencas marinas y lacustres, a partir del final de la Era Paleozoica y el comienzo de la Era Mesozoica hasta la Era Cenozoica, específicamente en el periodo Cuaternario. Los materiales arrastrados por la red de los ríos y arroyos de toda la llanura tabasqueña, siguen formando depósitos que dan origen a las barras litorales.

Los sistemas morfogénicos que pueden identificarse en la Llanura Tabasqueña son los siguientes:

Bordes y dunas de playa: Son depósitos que se originan por los desbordamientos de los ríos y la acción del oleaje. De tal manera el material que los conforma es arenoso, suelto y con mineralogía mezclada. Se localizan en casi toda la línea de costa, predominando en el gran delta de los ríos Grijalva y Usumacinta, en el sistema fluvial de Mezcalapa y del río San Pedro y San Pablo; en su mayor parte en los municipios de Huimanguillo, Cárdenas, Paraíso y Centla. Este sistema

morfológico posee un relieve que tiene una serie de bordes o camellones alargados en dirección paralela de la costa. Gran planicie del llano costero aluvial del período reciente: Es una extensa planicie que se encuentra conformada por terrenos bajos y pantanosos; está integrada por los depósitos de los ríos en su transportación fluvial de material que proviene de las partes altas por medio de los bajos deltaicos de los ríos Grijalva, Mezcalapa y Usumacinta hasta el Golfo de México. Las lagunas y pantanos en la zona baja se generaron por las frecuentes inundaciones.

Lomeríos o terrazas aluviales del pleistoceno: Su formación es la más remota, y se debe a la última glaciación. El desplazamiento del mar ocasionó el surgimiento de la actual planicie costera del pleistoceno, quedando un desnivel con respecto a la planicie aluvial antigua; la erosión provocada por el agua provocó la segmentación y formación de una serie de lomeríos o terrazas de baja altura. En la antigua planicie contiene suelos rojos y amarillos, ácidos, erosionables y poco fértiles. Se ubica en los lomeríos de Cárdenas, Huimanguillo, Macuspana, Jalapa, Tacotalpa, Teapa, Emiliano Zapata, Balancán y Tenosique.

Sierras de Chiapas y Guatemala

La Sierra de Chiapas y Guatemala el suroeste de Tabasco, atraviesan los municipios de Huimanguillo, Teapa, Tacotalpa, Macuspana y Tenosique. Estas cadenas montañosas fueron formadas por dos movimientos tectónicos diferentes: el de compresión, que provocó el arqueamiento o deformación de las capas rocosas más flexibles de la corteza terrestre (plegamiento), y el de distensión que causó los desniveles de terreno a causa de las fallas y fracturas en las capas rocosas. La composición de los cerros es básicamente de rocas sedimentarias, calizas, lutitas y areniscas.

Los suelos están constituidos por materiales primarios, que se caracterizan por ser fértiles pero muy erosionables por el acarreo del agua en las pendientes que se formaron por las lluvias (West et al. 1985).

1.1.2 Cuencas

Las masas de agua que constituyen al Estado Tabasco son de dos tipos: continentales y oceánicas. Las aguas oceánicas provienen del Golfo de México, su litoral tiene una extensión de 191 km. El litoral tabasqueño se caracteriza por tener una escasa profundidad, debido a los fenómenos de regresión marina y a procesos de sedimentación fluvial. Por lo que respecta a las aguas continentales, estas pueden ser de agua dulce, salada o salobre. Dentro de la llanura tabasqueña, es común encontrar la formación de meandros en el curso bajo de los ríos Mezcalapa, Usumacinta y Grijalva; las desembocaduras deltaicas del Grijalva y Usumacinta; y la formación de los sistemas lagunares como El

Carmen, Pajonal, Machona y Mecoacán. Dichas formaciones están caracterizadas dentro del sistema de cuencas hidrográficas de Tabasco.

Las cuencas del Estado se agrupan en dos principales regiones hidrológicas. La región RH29 del río Coatzacoalcos ubicada en la parte occidental y la RH30 del río Grijalva-Usumacinta en la parte oriental.

La región hidrológica de Coatzacoalcos está conformada a su vez por la Cuenca del Río Tonalá y las Lagunas del Carmen y Machona. Por otra parte, se encuentra la región hidrológica de Grijalva-Usumacinta que se integra por tres cuencas: la del Río Usumacinta, Laguna de Términos, y la mayor del estado es la del Río Grijalva-Villahermosa, tal y como se reporta en la Tabla 1.1.

La Figura 1.4 presenta la distribución geográfica de ambas regiones en el mapa del Estado de Tabasco.

REGIÓN	CUENCA	% DE LA SUPERFICIE ESTATAL
RH29 COATZACOALCOS	R. Tonalá y Laguna del Carmen y Machona	24.78
RH30 GRIJALVA- USUMACINTA	R. Usumacinta	29.24
	L. de Términos	4.53
	R. Grijalva-Villahermosa	41.45

Tabla 1.1 Clasificación de las Regiones y Cuencas Hidrológicas del estado de Tabasco. (INEGI, 2010)

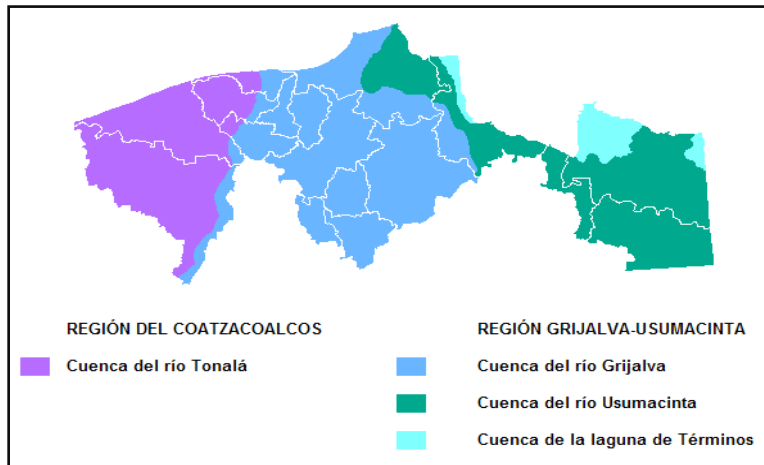


Figura 1.4 Regiones Hidrológicas del Estado de Tabasco con sus respectivas cuencas (Rosique P.J.A., 2006)

Región Hidrológica Coatzacoalcos

La cuenca del Río Tonalá y Lagunas del Carmen y Machona, se localiza entre las de los ríos Coatzacoalcos y Mezcalapa. Ubicándose a su vez, en la zona costera entre esta cuenca y la del Mezcalapa, la de algunos ríos del litoral costero, de poco volumen y escaso desarrollo, que no pertenecen a ninguna de las anteriores. Entre los ríos que la componen se encuentran:

Río Tancochapa

Esta corriente tiene su origen en los límites entre Veracruz y Chiapas, al norte de la Sierra Madre de Chiapas, en la llamada serranía de Tres Picos (prolongación del contrafuerte de la Gineta y las faldas nororientales del cerro Mono Pelado). Este río nace en el Sierra Madre de Chiapas, al inicio se conoce con el nombre de Pedregal y posteriormente como río Tancochapa, al encontrarse con el arroyo Poza Crispín localizado en la población Francisco Rueda, es justamente cuando se le denomina como río Tonalá.

Río Tonalá

Se origina a partir del río Tancochapa, y después toma el nombre de río Tonalá, desemboca en el Golfo de México a través de la Barra de Tonalá, a unos 30 kilómetros al sureste de Coatzacoalcos, Veracruz. Sus afluentes principales en territorio tabasqueño son los ríos Zanapa, Blasillo y Chicozapote. De los cuales, el primero es el más importante. Las sub cuencas intermedias que forman parte de la cuenca del Río Tonalá son las siguientes: "Lagunas del Carmen-Machona", "Río Santa Ana", "Río Cocajapa", "Río Tonalá", "Río Tancochapa Bajo" y "Río Pozacrispín".

Región Hidrológica Grijalva-Usumacinta

Esta región hidrológica tiene categoría internacional, ya que se desarrolla en territorio mexicano y guatemalteco. Sus límites dentro de México quedan definidos al este por el río Suchiate, al sureste y sur por el límite político entre Chiapas y Guatemala, al noreste por el río Usumacinta, límite natural entre Chiapas y Guatemala; y al sur y este por el límite entre Tabasco y Guatemala.

La cuenca del río Grijalva es la más grande de Tabasco, de esta se derivan las subcuencas, integradas por los ríos: Grijalva, Mezcalapa, de la Sierra, Tacotalpa, Carrizal, Samaria, Chilapilla, Cunduacán, Cucuxchapa, González, Chilapa, Tabasquillo y Puxcatán. Entre los ríos que la componen se encuentran:

Río Grijalva

El origen del río Grijalva se encuentra en la región occidental del macizo montañoso de los Altos Cuchumatanes, a alturas superiores a los 2000 msnm, localizados en Guatemala. Se forma a partir de la unión de los ríos: San Miguel y San Gregorio, a la altura del poblado San Gregorio del municipio Frontera Comalapa, Chiapas dando lugar al Alto río Grijalva. Hasta la confluencia de estos ríos el área total de la cuenca es de 9,833 km² de los cuales 5,718 km² corresponden a Guatemala y 4,115 km² a México.

Seguidamente al Alto río Grijalva entronca el río Dorado, zona del colector general; aguas abajo el río cambia bruscamente de dirección, modificandola hacia el noroeste, penetrando en un recorrido de alrededor de 25 km el estrecho cañón de la Angostura, para posteriormente cambiar de dirección y retomar el rumbo noroeste. En esta zona fue construída la presa La Angostura, cuyo vaso alcanza poco más de 60,000 Ha. De la superficie y llega casi hasta el inicio del Alto río Grijalva.

En su curso, se añaden a él ciertos escurrimientos llega al “cañon del sumidero”, estrecho cantil, de paredes calcáreas verticales en una longitud de poco más de 20 km zona donde se ubica la presa Chicoasén.

Posteriormente recibe numerosas aportaciones en unos 40 km donde concurre finalmente el Alto río Grijalva, en la zona del embalse de la presa Netzahualcóyotl, mejor conocida como Malpaso. La Figura 1.5 muestra las partes del Grijalva desde su origen en Guatemala, su recorrido en Chiapas y su llegada a la planicie de Tabasco.

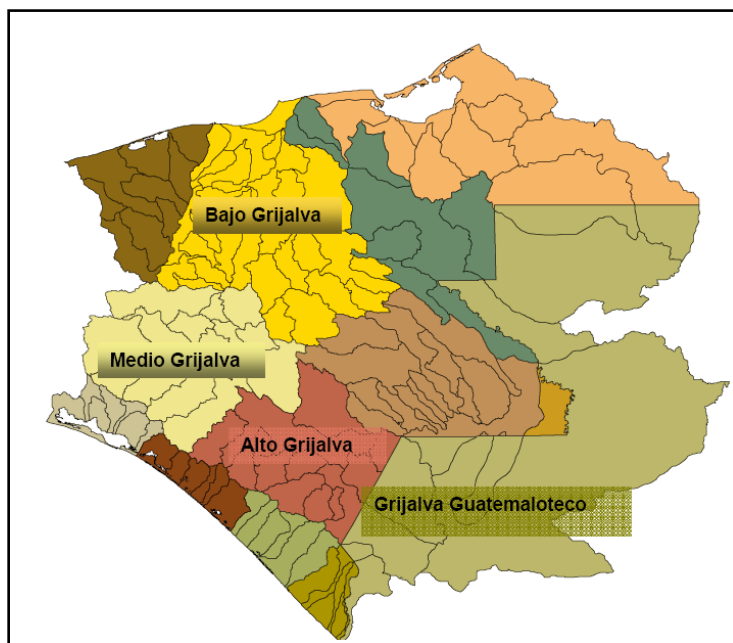


Figura 1.5 Cuenca del Grijalva (APFM, 2006)

Río Mezcalapa

En el Alto río Grijalva, aguas abajo de la presa Netzahualcóyotl (Malpaso) al llegar a la planicie tabasqueña el río cambia de nombre a Mezcalapa. La dirección del escurrimiento es hacia el N-W pasando por las poblaciones de Oxtuacán y Sayula (de la que tiene su nombre), antes de unirse al colector general, ahora cubierto por las aguas del vaso de la presa Peñitas, que se localiza aguas abajo de esta confluencia. Puede considerarse que en este lugar concluye la cuenca alta y media del río Grijalva, con lo que hasta aquí se tiene una superficie total de 36,362 km². Siguiendo el recorrido del río Mezcalapa, éste transita a partir de este punto con pendiente relativamente pequeña recibiendo aportaciones como las del río Platanar, Amacoite, Cumuapa, la de los arroyos Espino y Chicoacan. La dirección del escurrimiento es hacia el noroeste descargando parte del volumen de agua al río Mezcalapa, aguas arriba de la cabecera municipal de Huimanguillo, Tabasco. A unos 4 km aguas abajo del municipio de Huimanguillo, Tabasco se acentúan las características divagantes del río Mezcalapa, su cauce es tiene mayor anchura, la pendiente ha disminuido, presentando grandes playones e islotes, pasando por la zona oriente de la población de Huimanguillo, serpentea en un lecho muy permeable de fondos movedizos y márgenes sin cohesión (se ha observado en los últimos años, la tendencia del río a cargarse hacia su margen izquierda, a retomar el cauce del hoy denominado río Seco)

Cabe hacer notar que cuando a la llegada de los conquistadores españoles, este tenía un rumbo general de sur a norte, atravesando los municipios de Cárdenas, Comalcalco y Paraíso para desembocar finalmente en la laguna de Mecoacán y en el Golfo de México, mediante la Barra de Dos Bocas.

De tal suerte que a la trayectoria final del río Mezcalapa se le conoce como río Seco.

Cosiderando que la altitud de la población de H. Cárdenas, Tabasco es de solo 15 msnm y el desarrollo del río Seco hacia el litoral es de 70 km aproximadamente, se advertirán las difíciles condiciones hidráulicas en las que se realizaba el escurrimiento en esa parte de su recorrido (pendiente que era de tan sólo de 0.000214). Como se indicó anteriormente, la naturaleza del suelo, y su reducida pendiente (hacia el norte y hacia la zona central del estado) han ocasionado múltiples divagaciones del río en su tramo final, corriendo por diversos cauces que él mismo ha labrado, rellenando depresiones y formando nuevos cauces. Después de que el río Mezcalapa abandonara el cauce del río Seco en el año de 1675, desvió tres ramificaciones de su cauce general, hasta alcanzar zonas aledañas a la ciudad de Villahermosa, Tabasco para de ahí cambiar de dirección hacia el norte y descargar sus aguas a través de las barras de Chiltepec y Frontera, al Golfo de México.

Río de la Sierra

Consiste en la derivación más remota que dio lugar al río Viejo Mezcalapa, que al derivar hacia al este une a los ríos Pichucalco y de la Sierra. El río de la Sierra está formado por los ríos Teapa, Puyacatengo y Tacotalpa, que su vez, se integra por los ríos Amatlán y Oxolotán. Todas estas corrientes nacen en la sierra norte de Chiapas, y fluyen hacia la llanura tabasqueña.

De tal suerte que se unen en el sur de Villahermosa, en Boca de Cruces, próximo al “Puente de la Majagua”, donde también se tienen la aportación del río Pichucalco. Una vez fusionados, cruzan por el lado oriente a la capital del estado, retomando el nombre de río Grijalva y recibiendo aguas abajo de la misma, en el sitio denominado “La Pigua” el río Nuevo o Carrizal que es otro de los brazos en los que se bifurca el río Mezcalapa y pasa al poniente de Villahermosa.

Río Carrizal y Río Samaria

La última bifurcación del río Mezcalapa, es la derivada del “rompido de Samaria” que se originó en el año de 1932, ocasionando que la mayor parte del volumen de agua que conduce este río (alrededor de 75%), pasara por el río Samaria, por supuesto, el otro 25% del caudal le corresponde al río Carrizal.

A su vez, el río Samaria empieza en el lado izquierdo de la bifurcación del Mezcalapa, transita del oeste a este, hasta llegar a la zona noroeste de Villahermosa, en lugar conocido como La Pigua, donde se desprende un brazo del río Grijalva, con dirección N-NW que toma el nombre del río Medellín.

Después continua y se convierte en el río González, ramificado en gran número de brazos como lo son los ríos Cañas, Jobillo, Mango, San Cipriano y otros

menores en una zona sumamente baja donde se forman grandes áreas lagunarias a ambas márgenes del río Gónzalez.

Río González

Capta las aguas de los sistemas lagunarios ubicados al noreste de Nacajuca y de las lagunas de Julivá y Santa Anita para que finalmente, el río Gónzalez desemboca a través de la barra de Chiltepec al golfo de México.

Por lo que toca a la cuenca del Río Usumacinta, el Alto Usumacinta fluye 200 km a partir de la unión del Salinas y la Pasión: en su margen izquierda se encuentran las ruinas de Yaxchilán correspondientes a la época del clásico maya; los famosos caudales de Anaité, donde se inicia el tramo del Usumacinta medio, caracterizado porque el río corre encajonado entre abruptos cerros y colinas calcáreas con una mayor pendiente y velocidad, con flujo turbulento y torrencioso en muchos sectores y con poca secciones y gran profundidad (acantilados de hasta 200 m.), lo cual impiden la navegación. Este tramo comprende unos 70 Km. entre Anaité y boca del Cerro (a 12 Km. de Tenosique). El Bajo Usumacinta comienza en Boca del Cerro y recibe 60 km después de Tenosique al más caudaloso de los afluentes: el río San Pedro procedente del Péten Guatemalteco. Este río se desliza a lo largo de 612 km, 200 km en su cauce alto y 412 km en el bajo. El río Usumacinta significa "mono sagrado" en maya. Es el más caudaloso de los ríos mexicanos con un caudal medio anual de 1,500 m³/s.

La cuenca de Laguna de Términos tiene una extensión de 2007 km² (incluyendo los sistemas fluviolagunares asociados), recibe importantes cantidades de agua dulce que drenan de la Península de Yucatán y la cuenca del Usumacinta (Chiapas y Guatemala). Su profundidad promedio es de 4 m y se encuentra rodeada de aproximadamente 259,000 ha de mangle y popal-tular. De las 180,000 ha de tierras productivas que le rodean cerca del 90% están destinadas a la ganadería, 6% a la agricultura y 4% está destinados a zonas urbanas, principalmente en Ciudad del Carmen (Yanez-Arancibia, et al., 1994; INE, 1997).

Esta cuenca es la de menor área en Tabasco con 951.66 km², en consecuencia su volumen de captación es mínimo. La corriente principal de la cuenca, el río Palizada, se localiza principalmente en Campeche. Dicho escurrimiento se deriva del Usumacinta al noreste de Jonuta, lugar de donde se dirige al norte hasta la población de Palizada, a partir de ésta continúa hacia el noroeste hasta su desembocadura en la Laguna de Términos.

La parte correspondiente a Tabasco presenta un patrón de drenaje paralelo, desarrollado sobre suelos aluviales, por lo que el control es básicamente litológico. Comprende porciones de dos subcuencas: "Río Chumpán" y "Río Candelaria"

1.1.3 Clima

La planicie tabasqueña por su ubicación en la zona tropical, su cercanía al Golfo de México, la carencia de elevaciones con relación al nivel medio del mar, da lugar a la presencia de clima cálido con influencia marítima y variaciones muy moderadas de temperatura.

El clima cálido de Tabasco se caracteriza por sus temperaturas elevadas bastante uniformes, cuya media al año es mayor de 26 °C. La marcha anual de la temperatura es del tipo Ganges, ya que la máxima se registra antes de la estación lluviosa y del solsticio de verano, en mayo, con un valor medio superior a los 29 °C, en tanto que la media más baja, mayor de 21°C se presenta en enero. Las nortes, los cuales producen mínimas extremas que van de los 12°C a los 15°C.

La humedad relativa fluctúa entre 80% y 86%, debido a esto la entidad permanece cubierta de nubes gran parte del año, lo que provoca una insolación baja. En la Tabla 1.2 se encuentra la clasificación de los climas predominantes en la llanura y la sierra de Tabasco. Asimismo en la Figura 1.6 se ubican por colores las regiones que abarca cada tipo de clima en los municipios del estado de Tabasco.

CLIMAS DE LA LLANURA	Am	Cálido- húmedo con lluvias en verano % de lluvia invernal entre 5 y 10.2 de la anual, precipitación del mes seco menor a 60 mm
	Aw	Cálido- subhúmedo con lluvias en verano, precipitación del mes más seco menor de 60 mm, % de lluvia invernal entre 5 y 10.2 de la anual; este clima, de acuerdo con su grado de humedad se divide en tres subtipos
CLIMA DE LA SIERRA	Af	Cálido-húmedo con lluvias todo el año, precipitación del mes más seco mayor de 60 mm, % de lluvia invernal con respecto a la anual mayor de 18

Tabla 1.2 Símbolos referentes a los tipos y subtipos climáticos del estado de Tabasco utilizando la clasificación de Wilhelm Köeoppen adaptado por M.en C Enriqueta García (1994)



Figura 1.6 Mapa de Climas del estado de Tabasco, se observa que el clima predominante es el cálido húmedo con abundantes lluvias en verano Am. (INEGI, 2010)

1.1.4 Precipitación

De manera que se pueda tener una idea general de la manera en la que se presentan las precipitaciones en el país en la Gráfica 1.1 se muestran los datos de precipitación por entidad federativa desde 1971 hasta el 2000. En la cual se observa que Tabasco es la entidad que tiene el nivel de precipitación más alto del país. Además, del análisis de la precipitación pluvial se verifica que se presentan dos máximos, separados por la canícula. El primer máximo ocurre en el mes de Junio en tanto que el segundo, que corresponde al mayor absoluto se alcanza en el mes de Septiembre o bien de Octubre. El periodo de mayor precipitación va de junio a noviembre, lapso en el cual se concentra alrededor del 72% de la lluvia total anual

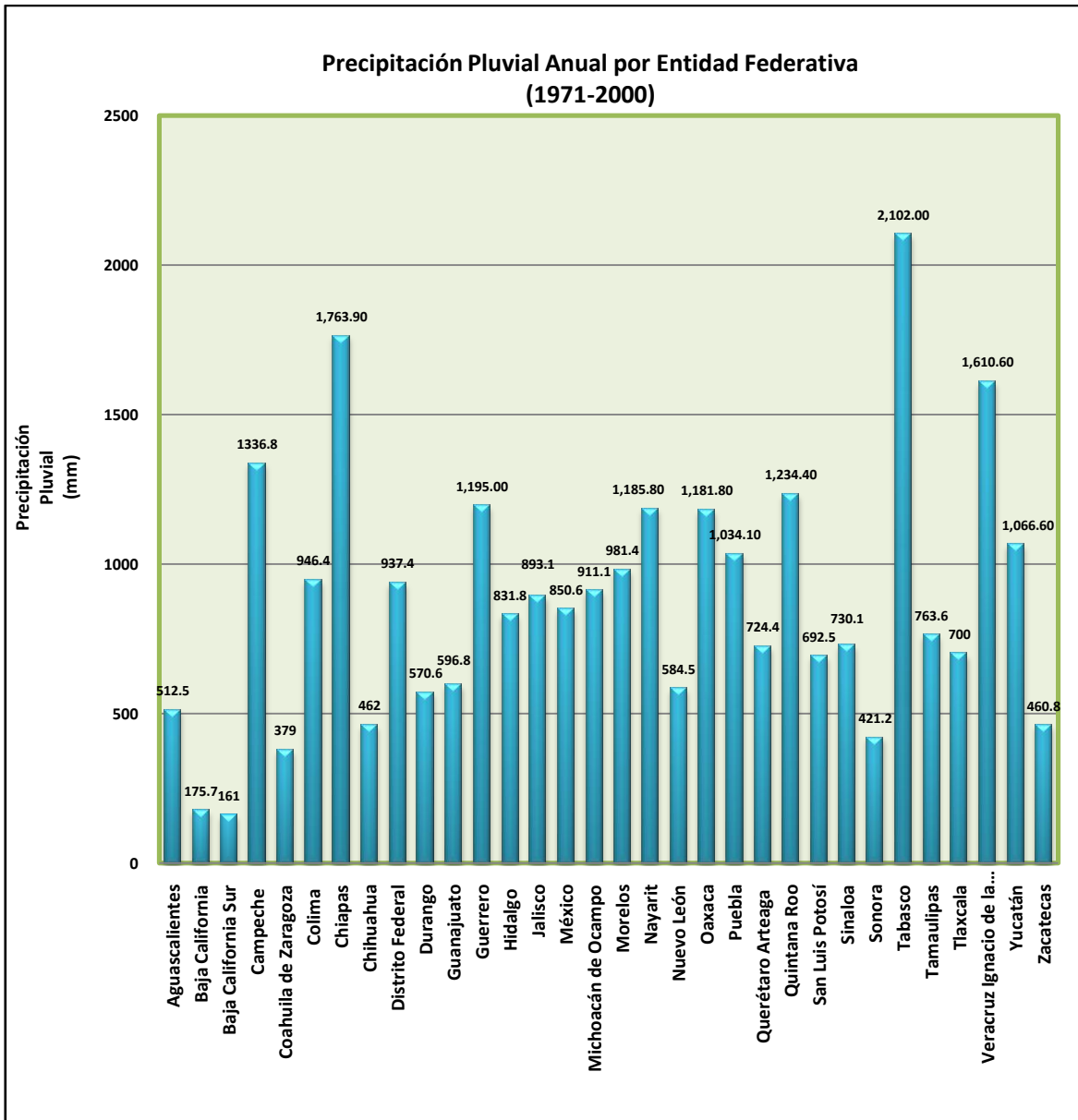


Figura 1.7 Precipitaciones pluviales anuales por Entidad Federativa.
(Estadísticas de CONAGUA, 2010)

La invasión de masas de aire a la entidad es directa, y ocasiona gran parte de la precipitación total anual. Las lluvias a lo largo del año, pueden clasificarse en temporal, nortes y secas, abarcando los dos primeros la temporada más lluviosa. Distribuyéndose a lo largo del año de la siguiente forma, tal como se indica en la Tabla 1.3

Nortes (Período Lluvioso)	Enero
	Febrero
Seca	Marzo
	Abril
	Mayo
Temporal (Período Lluvioso)	Junio
	Julio
	Agosto
	Septiembre
Nortes (Período Lluvioso)	Octubre
	Noviembre
	Diciembre

Tabla 1.3 Periodos de lluvias, sequías, temporales y nortes. (Velázquez G.V., 1994)

Temporal

El temporal abarca los meses de mediados de junio a mediados de septiembre y se origina por precipitaciones de tipo convectivo-orográfico producto de los vientos alisios del este y noreste (masas de aire caliente húmedo) con lluvias que en general son de corta duración pero intensas, presentándose casi siempre por las tardes y noches, con altas temperatura, y que por las mañanas hay una buena insolación. En general, se les puede considerar a los meses de Junio, Julio y Agosto como un período medio lluvioso, presentándose lluvias de moderadas a fuertes, con lo que Septiembre representa un mes muy lluvioso, con lluvias clasificadas de fuertes a torrenciales.

Los vientos cargados de humedad provenientes del Golfo de México producen lluvias de “convección” al encontrarse con las sierras del norte de Chiapas, vientos que en ocasiones alcanzan grandes velocidades (conocida localmente como turbonadas), además, la entidad se ve afectada indirectamente por perturbaciones atmosféricas de tipo ciclónico e que se producen en el verano y principios del otoño tanto en el mar Caribe y mar de las Antillas como en el Golfo de Tehuantepec, que favorecen la ocurrencia de lluvias intensas en la región.

Nortes

A partir del mes de octubre la planicie es invadida por vientos anticiclónicos cargados de humedad a los cuales comúnmente se les denomina “nortes”. Estos se originan por el intercambio de aire de un ciclón que se aleja en el mar Caribe y el Golfo de México y los vientos procedentes del NE de los Estados Unidos de Norteamérica y del Canadá.

Los nortes ocasionan nublados constantes, disminución de temperatura y lluvias ligeras a fuertes, pero que a veces duran varios días, e inclusive varias semanas.

También se caracterizan porque las lluvias se presentan con dirección norte-sur favorecidas por la diferencia barométrica entre el Golfo de México y el Océano Pacífico, así como por el gradiente térmico entre las zonas frías del norte y las calidas húmedas del sur; asimismo, porque éstos fenómenos atmosféricos no se ven obstaculizados por montañas, ya que se desplazan a través del mar y la planicie.

Los nortes se presentan desde finales del mes de septiembre a febrero normalmente (en ocasiones se pueden extender hasta el mes de marzo). Un poco antes de que la zona sea invadida por un “norte” se eleva la temperatura ambiental y se presenta vientos provenientes del sur; la duración del “norte” está relacionada directamente con las características térmicas que le preceden. En consecuencia, estos nortes, se presentan con mayor frecuencia en los meses de noviembre, diciembre y enero, y escasamente se observan en los meses de febrero y marzo. Cerca del litoral costero, y hacia el oriente del estado las precipitaciones son menores -1500 mm/año- incrementándose hacia la zona central de la entidad -2000 mm/año- hasta alcanzar su máximo en la zona sur en donde las masa de aire se condensan al elevarse sobre el declive norte de las montañas chiapanecas-con registros superiores a los 4000 mm/año

Secas

De fines de febrero a principios de junio se presenta la temporada seca, caracterizada por altas temperaturas, ausencia de nubosidad y lapsos sin lluvia de varias semanas, que en ocasiones llega a veces el mes; ocurren también vientos cálidos del sur y sureste, conocidos localmente como “sures”

En este periodo de tiempo, la precipitación sufre un descenso drástico, sin dejar de llover por completo, dado que casi siempre se presentan lluvias aisladas dentro de la planicie. Los valores mínimos de la precipitación en este lapso, se registran en el mes de abril En la Figura 1.7 se aprecian las zonas que tienen las mayores precipitaciones en el estado de Tabasco.

Cabe resaltar que cualquier lluvia superior a los 50 mm en 24 horas, es clasificada de carácter torrencial, dado que ocasiona problemas de inundación donde ocurre, sobre todo si el suelo se encuentra saturado y carece de infraestructura de drenaje y desagüe.



Figura 1.8 Mapa de precipitaciones en el estado de Tabasco (INEGI, 2010)

Como se observa en el mapa de la Figura 1.7 de precipitaciones, la zona con mayor precipitación ocurre en la Sierra, y es por eso que la mayor parte de los escurrimientos originados en la Sierra que suelen ser abundantes que al acumularse llegan hasta la llanura. Asimismo en llanura se identifican en color amarillo (intenso) y en marrón, que indican las precipitaciones menores, eso significa que las precipitaciones que causan mayor efecto sobre la llanura, son las que provienen de la región de la Sierra.

En resumen, los factores naturales que influyen en las condiciones de riesgo y vulnerabilidad de inundaciones en el estado de Tabasco, constituyen de por sí una seria amenaza que debe ser estudiada y manejada por las administraciones locales y federales. . Tales factores como las precipitaciones abundantes y continuas durante el año, y sobre todo las que provienen de la Sierra son las que representan una mayor amenaza porque los escurrimientos llegan a la planicie tabasqueña. De tal suerte que, la fisiografía es un elemento desfavorable para el drenaje de los escurrimientos; asimismo el clima, pero evidentemente la vasta red hidrológica es el factor más significativo que hace difícil el manejo de las cuencas en el estado de Tabasco.

1.2 Modificaciones del drenaje por intervención antropogénica

Se han mencionado los factores naturales que son determinantes en las inundaciones que han sucedido en la historia de Tabasco. Sin embargo, es una realidad que la intervención antropogénica ha contribuido en la alteración de los sistemas hidráulicos en repetidas ocasiones.

En seguida se describen los sucesos principales en los sistemas hidráulicos, remontándose desde la época de la Conquista hasta el Complejo Hidroeléctrico construido en el Alto Grijalva.

En el siglo XVI se tenían un sistema hidrológico compuesto por tres cuencas principales: Grijalva, Usumacinta y Mezcalapa o Mazapa (nombre indígena que adoptaba en la llanura tabasqueña).

La Figura 1.8 presenta dicho sistema, en la que se resaltan los ríos Grijalva y Mezcalapa.

En el siglo XVI, el río con desembocadura en la barra de Dos Bocas, conocido actualmente como Mezcalapa, era un tributario del Grijalva, el cual correspondía al río Grande de Chiapas, proveniente de Pantepec, Chiapas, y con origen en Huehuetenango, Guatemala.

Actualmente se considera como un solo sistema fluvial, que es el Mezcalapa-Grijalva; se ha establecido que tiene un mismo origen en Guatemala que baja por la Sierra de los Cuchumanes, atravesando los estados de Chiapas y Tabasco.



Figura 1.9 Sistema hidrológico superficial del estado de Tabasco en el siglo XVI (Velázquez G.V, 1994)

1.2.1 Rompidos

A lo largo de la historia de Tabasco una de las modificaciones antropogénicas más frecuentes consiste en la modificación del cauce original de los ríos. Para definir este procedimiento, se utiliza el término rompido. (Velázquez G.V, 1994)

Hacia 1675, los habitantes de la subregión de la Chontalpa, específicamente de los municipios de Cunduacán, Jalpa y Huimanguillo sufrían los continuos embates de los piratas ingleses que saqueaban los poblados. La vía de entrada de estos piratas eran tanto la barra de Dos Bocas como el río González. Como una medida de prevención ante estos ataques, en este año se realizó el primer rompido que consiste en la desviación del río Mezcalapa hacia el oriente, a la altura del poblado de Nueva Zelandia, Huimanguillo (ver Figura 1.9).

De tal suerte que manera que el río Mezcalapa quedó unido al viejo (original) río Grijalva, formando una sola corriente. Por lo que al cauce en el que transitaba el río Mezcalapa hasta Dos Bocas, comenzó a secarse y lo nombraron por esta razón como “Río Seco”.



Figura 1.10 El rompido de Nueva Zelandia que causó la unión del río Mezcalapa con el río Grijalva (Velázquez G.V., 1994)

En 1881 se originó el segundo rompido conocido como “Manga de Clavo”, ubicado 16 km al Este del rompido de Nueva Zelandia. Por medio del rompido “Manga de Clavo” se dio origen al río Carrizal, localizado 3 km al Norte de Villahermosa; con un cauce en dirección Norte (línea roja en la Figura 1.10, y desembocadura hacia el Golfo de México en la barra de Chiltepec, región donde al cauce se le conoce como Río González. La Figura 1.10 presenta un esquema del rompido de Manga de Clavo.



Figura 1.11 El rompido de Manga de Clavo originó el nacimiento del río Carrizal, que en su parte final se conoce como río González (Velázquez G.V., 1994)

El rompido de Manga de Clavo tuvo el objetivo de reducir las inundaciones que se generaban en la Ciudad de Villahermosa, como resultado de la primera modificación (rompido de Nueva Zelandia). La cual había cambiado el cauce del río Mezcalapa, dirigiendo un volumen considerable de agua hacia la región, aunado a la presencia del río Grijalva junto a esta Ciudad. En consecuencia, el rompido Manga de Clavo, favoreció a disminuir el problema de inundaciones en la ciudad de Villahermosa. La Figura 1.11 presenta un mapa de la ciudad de Villahermosa de San Juan Bautista en el año de 1864.

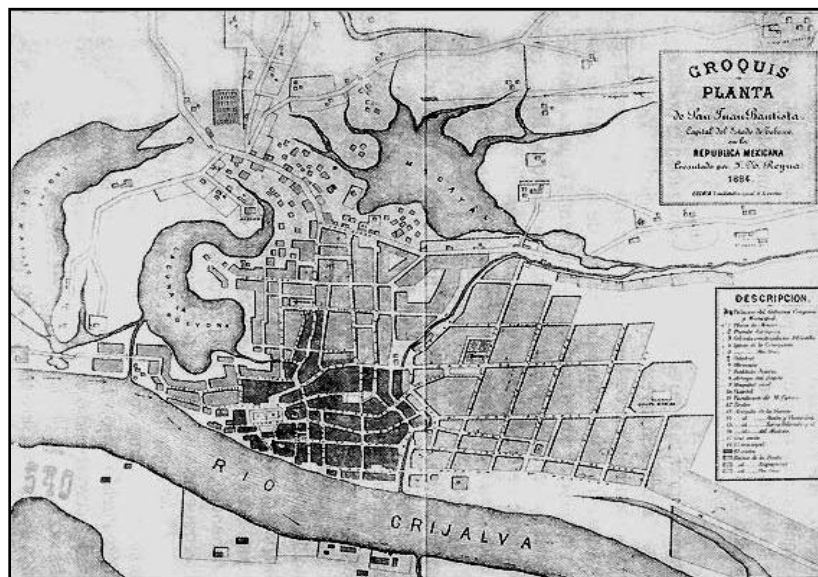


Figura 1.12 Mapa de San Juan Bautista en 1884, la capital de Tabasco cercada por el río Grijalva. (Atlas Histórico de Tabasco, 1982)

En 1904, se llevó a cabo el tercer rompido este consistió en la construcción de un pequeño dren de aproximadamente 5m de anchura, cuyo propósito era drenar el agua de un terreno bajo, ubicado actualmente en Tierra Colorada (ver Figura 1.12).

Como consecuencia de la construcción de este dren, el río Carrizal cambió su curso, formando el actual río La Pigua.



Figura 1.13 Rompido de la Pigua, dio origen al río la Pigua. (Velázquez G.V., 1994)

En el año de 1932 se produjo el rompido de Samaria localizado 10 km al Noreste de Nueva Zelandia. El cual se originó por la desviación de las aguas del Mezcalapa hacia su margen izquierda generando de esta manera el río Samaria, que descarga en el río Cañas y continúa hasta el río González. Como consecuencia del desvío del agua, se inundó lo que desde entonces se conoce como la Olla de la Chontalpa, afectando a los municipios de Jalpa, Nacajuca y Cunduacán. La Figura 1.13 muestra las zonas afectadas en la Olla de la Chontalpa.

Esta obra permitió que el volumen destinado al río Carrizal disminuyera y por ende, se redujera el peligro de inundación para la Ciudad de Villahermosa. Sin embargo, para la región de la Chontalpa Central, esto implicó una afectación incomparable por ser una zona agrícola, ya que con ello se dañó un área de 20 mil hectáreas.



Figura 1.14 Ubicación del rompido de Samaria y los municipios afectados: Jalpa, Cunduacán y Nacajuca. (Velázquez G.V., 1994)

En 1940 se produjo el rompido de Cañas, que formó al río Cañas (ver Figura 1.14) que integra las aguas que salen del rompido de Samaria hacia el Río González.



Figura 1.15 Rompido de Cañas que originó al río Cañas, se aprecia en color rojo. (Velázquez G.V., 1994)

Como consecuencia de la evolución natural del cauce del río, en 1947, en el municipio de Huimanguillo, el río Mezcalapa intentaba retomar su cauce original

hacia el río Seco. De modo que el cauce se dirigía hacia el oriente, a fin de evitar este retorno natural del cauce, se produjo el rompido del Veladero, ubicado en el poblado del mismo nombre en el año de 1952. Este rompido afectó zonas de los municipios de Cárdenas y Comalcalco. Los Gobiernos Estatal y Federal construyeron obras de defensa contra inundaciones. Tal y como se indica en la Figura 1.15.



Figura 1.16 Rompido el Veladero, ocurrió en el año 1952 próximo a la población Nueva Zelanda. (Velázquez G.V., 1994)

1.2.2 Complejo Hidroeléctrico del Grijalva

Otro de los factores antropogénicos que ha contribuido a la alteración de los flujos naturales en el Estado de Tabasco, es la construcción del sistema de presas, conocido como complejo hidroeléctrico del Grijalva. La creación de un sistema de presas en primera instancia no se concebía con el objetivo de que servirían para la generación de energía eléctrica, de manera que se planteó como una alternativa de control de las avenidas provenientes del Alto Grijalva, poco después se consideró como una opción para dar un mejor aprovechamiento.

La construcción de este sistema de presas se dio como resultado de la creación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1946. De tal forma que se crearon las Comisiones de Cuencas, la que se encargaría del la del Grijalva, sería la Comisión del Grijalva. Esta Comisión se creó con la intención de realizar acciones que controlaran la cuenca del Grijalva, oficialmente comenzó sus funciones el 27 de junio de 1951, casi al término del sexenio del presidente Miguel Alemán. Siendo un organismo independiente de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Esta

comisión estuvo a cargo de la construcción de la presa Nezahualcóyotl, mejor conocida como Malpaso (CONAGUA, 2010)

Así el sistema hidroeléctrico queda conformado, por cronología de su construcción, por la presa Nezahualcóyotl (Malpaso) con una capacidad de 12, 960 Mm³, le sigue la presa Belisario Domínguez (La Angostura) con un vaso de almacenamiento de 18, 500 Mm³, la siguiente presa fue la Ing. Manuel Moreno Torres (Chicoasén) con un embalse que capta 1, 443 Mm³, finalmente, la última en construirse fue la Ángel Albino Corzo (Peñitas) con un almacenamiento de 1, 485 Mm³ de almacenamiento. La Figura 1.16 presenta un diagrama del Complejo Hidroeléctrico del Grijalva, mientras que la Figura 1.17 muestra fotografías aéreas de dichos complejos (Navarro J.P., Toledo H.S, 2008)

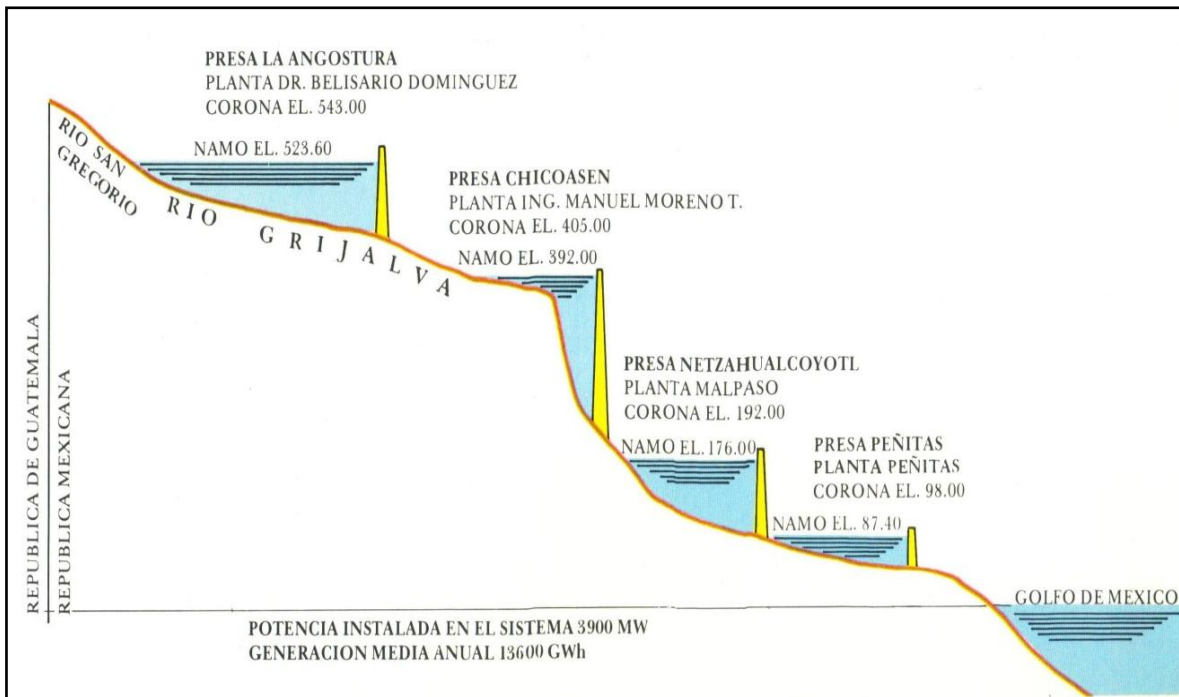


Figura 1.17 Sistema Hidroeléctrico del Grijalva. (CFE, 1988)



Figura 1.18 Perspectiva aérea de las Centrales Hidroeléctricas ubicadas en el Complejo Grijalva. (CFE, 1988)

El desempeño de las centrales hidroeléctricas del Grijalva funcionó de manera adecuada, sin embargo, en años recientes con el incremento en la intensidad y frecuencia de las lluvias y tormentas, su capacidad se ha visto cerca del límite de almacenamiento.

1.3 Inundaciones recientes

Como se ha visto en secciones anteriores, las inundaciones están íntimamente ligadas a la historia de Tabasco. Por lo general, de los eventos más antiguos se tiene poca información, sin embargo de algunos de ellos al menos se tiene de conocimiento la fecha en la que ocurrieron y los municipios que afectaron. La Tabla 1.4 presenta un resumen de los eventos ocurridos entre el año 1879 y hasta el 1955.

Por otra parte, las Figuras 1.18 y 1.19 son parte del archivo gráfico de las inundaciones más severas que afectaron al Centro de la ciudad de Villahermosa.

Fecha	Municipios afectados
1879	Villahermosa
1909	Villahermosa
1912	Tenosique, Cárdenas, Comalcalco, Cunduacán, Huimanguillo, Jalpa y Nacajuca
1918	Villahermosa
1921	Jonuta y Villahermosa
1921	Huimanguillo
1922	Jonuta , Tenosique, Villahermosa
1927	Villahermosa
1927	Tenosique
1927	Tres cuartas partes del estado inundado incluyendo Villahermosa, Huimanguillo y Tacolpa
1929	Cunduacán, Huimanguillo, Nacajuca, Jalpa de Méndez, Teapa Villahermosa
1930	Jalapa, Balancán, Tenosique, Huimanguillo, Teapa
1932	Trece municipios de los diecisiete
1936	Tabasco, incluido Villahermosa
1941	Nacajuca
1942	Cárdenas, Comalcalco, Cunduacán, Huimanguillo, Paraíso, Teapa, Tacotalpa, Macuspana, Emiliano Zapata, Balancán, Tenosique.
1944	Paraíso Cunduacán
1952	Villahermosa
1955	Villahermosa

Tabla 1.4 Cronología de inundaciones (1879-1955) en el estado de Tabasco. (Gamma L.C., et al, 2008)



Figura 1.19 Inundación en la calle 27 de febrero, en el centro de la ciudad de Villahermosa, en el año de 1929. (Archivo de la Sociedad de Fotógrafos del estado de Tabasco)



Figura 1.20 Inundación de 1936 en el Parque Juárez de Villahermosa, Tabasco. (Archivo de la Sociedad de Fotógrafos del estado de Tabasco)

En años recientes, el Estado de Tabasco ha sufrido las inundaciones más severas del último siglo, con trascendencia nacional e incluso internacional como la ocurrida en 2007. A continuación se presenta una breve reseña de las inundaciones de los años de 1999, 2007 y 2009, con el propósito de ilustrar la vigencia del problema en la entidad y la importancia de las soluciones estudiadas en esta tesis.

1.3.1 Inundación de 1999

El evento de 1999 fue resultado de sucesivas ondas tropicales y aire húmedo provenientes de ambos del Golfo de México y el Océano Pacífico. Las intensas y

sucesivas lluvias generadas por estos fenómenos, particularmente en la Sierra y en la cuenca del río Mezcalapa, afectaron la mayoría de los ríos de la región, principalmente el Carrizal y Samaria, causando elevaciones en el nivel de los mismos que saturaron las partes bajas de sus riberas y las zonas de regulación. En la Tabla 1.5 se enlistan los fenómenos meteorológicos que dieron origen al evento de este año. (Bitrán D.B, 2000)

FENÓMENOS METEOROLÓGICOS DURANTE LA TEMPORADA DE LLUVIAS 1999	
Fecha de ocurrencia	Evento
Mediados de septiembre	Onda Tropical número 32
29 de septiembre al 1 de octubre	Frente Frío número 4
29 de septiembre	Onda Tropical número 34
2 de octubre	Onda Tropical número 35
4 al 6 de octubre	Depresión Tropical número 11
19 al 21 de octubre	Frente Frío número 7

Tabla 1.5 La serie de eventos meteorológicos comenzó desde mediados de septiembre, continuaron hasta finales de octubre. (CENAPRED, 2000)

A principios de octubre, la Presa Peñitas habría sobrepasado el NAMO (nivel de aguas máximas ordinario), desalojando un gasto de hasta 2,323 m³/s. Debido a lo anterior, y adicional a que los ríos habían alcanzado niveles extraordinarios, generó inundaciones en áreas urbanas y suburbanas y de uso agropecuario.

El estancamiento de las aguas por tan prolongado tiempo ocasionó pérdidas importantes en la infraestructura económica y social, así como en los sectores productivos del estado, al haberse detenido o entorpecido sus actividades.

Las pérdidas económicas alcanzaron más de 2,500 millones de pesos, monto que equivale a más del 4% del PIB del Estado. Los recursos aportados por el Fondo para Desastres Naturales (FONDEN) para este evento ascendieron a alrededor de 1.3 mil millones de pesos, de los cuales el Gobierno Federal aportó 1.1 mil millones de pesos, y el resto fue sufragado por el Gobierno Estatal (CENAPRED, 2000).

1.3.2 Inundación de 2007

Las precipitaciones a partir de la tercera semana de octubre de 2007, se intensificaron debido a la presencia de varias depresiones tropicales y frentes fríos en el sureste mexicano y en el Golfo de México.

Las precipitaciones en octubre de 2007 se concentraron, principalmente, en tres periodos asociados a la presencia de fenómenos meteorológicos, tal como se muestran en la Tabla 1.6

FENÓMENOS METEOROLÓGICOS DURANTE LA TEMPORADA DE LLUVIAS 2007	
Fecha de ocurrencia	Evento
11 y 12 de octubre	Llegada del frente frío número 2 y la circulación de una baja presión próxima a Guatemala
21 y 24 de octubre	Llegada del frente frío número 3
28 de octubre al 1 de noviembre	El frente frío número 4 combinado con la tormenta tropical Noel en el Mar Caribe

Tabla 1.6 Fenómenos meteorológicos en la temporada de lluvias en el 2007 (SMN, 2007)

La situación se empeoró a partir de 28 de octubre, debido a que la mayor parte de las lluvias ocurrieron entre el 28 y 30 de octubre, con una lámina acumulada promedio de 129.8mm (SMN, 2007). Dado que frente frío número 4 ingresó aire polar por el Golfo de México y ocasionó lluvias extremas que se intensificaron el día 28 de octubre con vientos del norte que alcanzaron los 80 km/h y rachas 100 km/h sobre las costas tabasqueñas que provocaron oleaje con alturas de 3 a 5 metros. La Figura 1.20 presenta las fotografías satelitales publicados por el Servicio Meteorológico Nacional donde se observa la incidencia de tales meteoros sobre el Golfo de México.

Figura 1.22 Localización del Complejo Hidroeléctrico del Grijalva. (APFM, 2006)

El vertedor de excedencias de la presa Peñitas está diseñado para descargar caudales de tal magnitud que, en las condiciones actuales, no pueden conducirse por los ríos Samaria y Carrizal provocando desbordamientos. El gasto máximo que se reportó el 31 de octubre de 2007, es tan sólo el 10% de su capacidad total; la restricción del flujo se debe en buena parte por la disminución en la capacidad del cauce del Grijalva, provocada por diversos factores como: el azolvamiento, el crecimiento urbano y los asentamientos en las zonas de inundación (Senado, 2007)

Adicionalmente se mencionó que uno de los factores que contribuyeron a que redujera la descarga del río Grijalva en su desembocadura, se debía a que el frente número 4 ocasionó una marea de tormenta que generaba una sobre elevación del nivel del mar, y por tanto estaba disminuyendo la capacidad de descarga del río. Sin embargo, algunos cálculos realizados por la CFE, indican que el efecto de la marea en este caso fue poco significativo; adicionalmente el Instituto Mexicano del Petróleo mostró que el remanso provocado por la marea no tiene efecto más allá de 25 km aguas arriba de la desembocadura.

El sistema de presas del Grijalva contuvo completamente los volúmenes escurridos en las Cuencas Alta y Media del Grijalva, hasta la presa Malpaso. Por esta razón, la presa Peñitas, que tiene muy poca capacidad, recibió prácticamente sólo los escurrimientos ocasionados en su cuenca propia. A partir del 24 de octubre se presentó una creciente de ingreso con un pico instantáneo de más de 3,500 m³/s, que elevó el nivel de la presa cerca de la cota 89 msnm, la cual es aún una condición normal, debajo de su NAMO (nivel de aguas máximas ordinario) cuando una creciente adicional ingresó a su vaso. En el caso de que exista una sobre elevación por volúmenes de entrada, se debe desfogar el agua por los vertedores, por la obra de ambos, o en mediante ambos; de tal manera que se llegue al NAMO. Si se presenta una creciente cercana a la de diseño, se alcanzaría el NAME, y por la obra de excedencia se intenta que regrese a la condición normal NAMO.

El Comité de Operación de Presas Regional (CONAGUA-CFE-Gobierno de Tabasco) decidió que la creciente correspondiente al 23 y 24 de octubre de 2007 debía desalojarse mediante la operación de turbinas; de tal suerte que el vertedor de excedencias de Peñitas no aportara mayores caudales a los ríos Samaria y Carrizal, debido a que los ríos de la Sierra se encontraban en escala crítica. Del suerte para el día 28 de octubre el nivel de la presa había descendido pero no hasta su NAMO, cuando ocurrió una nueva creciente con un gasto máximo instantáneo cercano a los 5,000 m³/s. Para entonces, el nivel de la presa Peñitas estaba 0.6 metros por encima del NAMO, por lo que fue necesario operar en conjunto las turbinas y el vertedor de excedencia un caudal de hasta 2,055 m³/s. Cabe mencionar que los días subsecuentes hasta el 1 de noviembre, continuaron las creciente de entrada a la presa entre 2,000 y 3,000 m³/s, esto fue determinante para que se siguieran descargando gastos importantes. Los caudales máximos descargados por la presa Peñitas para este evento fueron muy semejantes a los del año 1999 (Hernández de la Torre, J.A, 2000); en esta ocasión

los daños fueron mayores, por los que estos no parecen estar asociados a la operación de la presa.

Tal como se observa en la Figura 1.22, las lluvias más intensas siempre ocurrieron en la planicie, donde no existe manera de controlar los escurrimientos, mientras que en las partes altas de la cuenca la precipitación fue mínima.

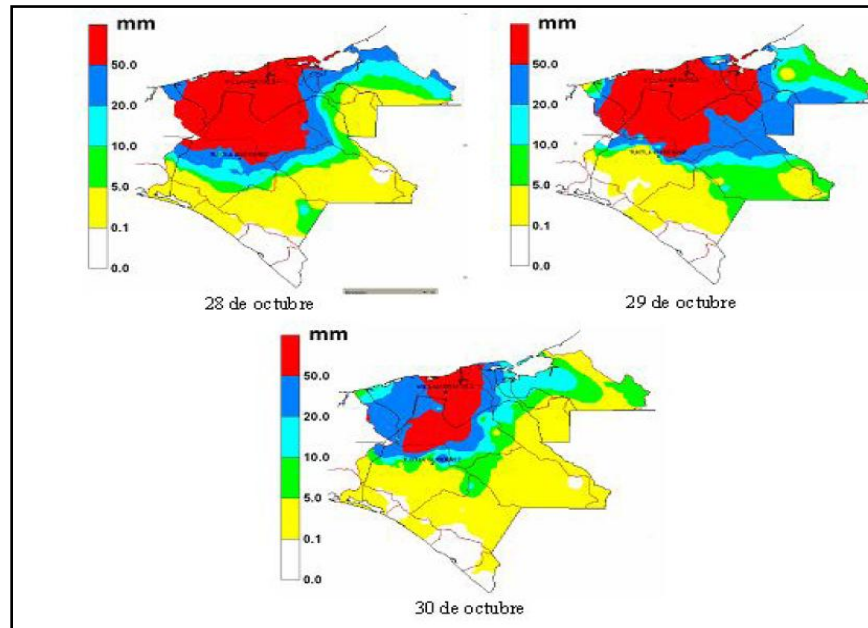


Figura 1.23 Precipitación máxima diaria de los últimos días de octubre de 2007. (SMN-CONAGUA, 2007)

Esto significa, que la causa principal de estas inundaciones en la planicie tabasqueña se debe, a los escurrimientos generados en la cuenca libre de los ríos de la Sierra aunados a las precipitaciones intensas y en la cuenca propia de la presa Peñitas. Pero la principal causa de la inundación se debe a la vulnerabilidad en la que se encuentra esta zona (SENADO, 2007).

Al momento de las precipitaciones extraordinarias en la cuenca del Grijalva, los ríos no controlados de la Sierra se encontraban en niveles que superaban sus escalas críticas debido a escurrimientos generados por eventos de lluvia previos (11, 12, 23 y 24 de octubre); esta situación favoreció las inundaciones en las zonas bajas de Villahermosa.

Es evidente que no existió una única razón de estas inundaciones, existen varias causas que originaron las inundaciones, de acuerdo al Informe del Congreso en el 2007, se establecieron como inmediatas y mediatas.

Las inmediatas se presentaron anteriormente, estas son las precipitaciones elevadas debido a los fenómenos hidrometeorológicos durante varios días en las cuencas de los ríos de la Sierra y en la cuenca de la presa Peñitas.

Adicionalmente se tienen las causas mediatas, se han considerado básicamente cuatro:

1. La principal vulnerabilidad se debe a los asentamientos humanos en zonas de alto riesgo que además han disminuido la capacidad de los cauces.

Se han tenido experiencias en años antepasados 1980, 1995, 1999 y por su puesto la más grave del 2007; las zonas vulnerables se localizan en la periferia de la ciudad, justamente en las inmediaciones de los ríos La Sierra y Carrizal; donde se tienen desarrollos urbanos regulares e irregulares de la margen derecha del río La Sierra.

Es importante señalar que el crecimiento de la población en forma acelerada en el lapso comprendido entre 1975 y 1985, se inició el asentamiento de la población en zonas inundables, incluido el crecimiento desmedido de la ciudad de Villahermosa, hacia la margen derecha del Río de la Sierra, zona baja inundable.

En las márgenes del río Carrizal, que conduce las aguas de la Presa Peñitas, se localizan en zonas críticas. El río Carrizal cuenta con un bordo longitudinal sobre su margen derecha que protege a una buena parte de la ciudad; sin embargo sobre su margen izquierda existen zonas vulnerables.

2. La falta de infraestructura hidráulica de control en los ríos de la Sierra y Usumacinta. A pesar de que se tenía un programa (PICI) que ayudaría al control de inundaciones, las obras se encontraban inconclusas.
3. La ausencia de un sistema de pronóstico y de alerta temprano para emitir pronósticos precisos sobre la situación esperada las condiciones hidrometeorológicas imperantes en el Golfo de México y en la Sierra de Chiapas a tiempo real. Es importante implementar un sistema de alerta temprana de eventos meteorológicos en tiempo real, incluyendo un puesto central de monitoreo de los eventos meteorológicos, redes de estaciones meteorológicas automáticas, con telemetría, radares e información satelital, la metodología de modelación hidrológica e hidráulica de las cuencas.
4. La falta de un plan integral de manejo de crecientes, que se manifiesta en particular en la alteración a las condiciones naturales de la cuenca, debido principalmente a la apertura de áreas forestales a la agricultura y pastizales sin incorporar medidas de control de suelos y escurrimientos, que en general han reducido los tiempos de transformación de la lluvia en escurrimientos.

Se requiere realizar estudios detallados sobre los efectos de la deforestación en la relación lluvia-escurrimiento, el proceso de erosión, sedimentación y el consecuente azolvamiento de los cauces.

El ordenamiento ecológico territorial y uso de suelo son cruciales para una adecuada gestión de crecientes, que disminuya sus efectos adversos. Para lo cual se requiere un estudio exhaustivo de las condiciones físicas de las cuencas al uso actual del suelo y erosión, así como la situación forestal y de las condiciones socio-económicas y productivas para un uso integral, ordenado y sustentable.

Como se sabe, el aumento del tirante del agua como acumulación de azolve sobre todo en los cauces, tienen poca pendiente, favorece el humedecimiento, y debilitamiento de los márgenes, causando su colapso y provocando taponamientos en el cauce e incluso modificaciones en el alineamiento horizontal de los mismos.

Al observar la tabla 1.7 se puede concluir que de las 2,530 localidades que conforman el estado, se calcula que 835 sufrieron directamente los efectos de la inundación y 621 se vieron afectadas de manera indirecta, lo que en suma equivale a casi el 58% del total.

Localidades	Urbanas	Rurales	Total	% del total estatal
Inundadas	75	760	835	33
Afectadas indirectamente	47	574	621	24.5
Total	122	1,334	1,456	57.5

Tabla 1.7 Afectaciones en las localidades del Estado de Tabasco ocasionadas por las inundaciones del 2007. (GET, 2007)

La cifra total de daños y pérdidas ha de tomarse como una evaluación integral, de todos los sectores, actividades y estratos sociales afectados. Por lo tanto dicho monto no ha de interpretarse ni como los recursos que el estado u otros órdenes de gobierno tienen que compensar, ni como cifras indicativas para el acceso a los fondos que el país ha dispuesto para atención de desastres como FONDEN, FAPRAC u otros. De manera que se visualice el panorama de daños se muestran las Figuras 1.29, 1.30, 1.31, 1.32 y 1.33.

En conjunto los daños y pérdidas causados por el desastre ascendieron a 31.8 miles de millones de pesos, equivalentes a poco más de 3,100 millones de dólares. Esta es una cifra que tiene pocos precedentes en la historia reciente de México, sólo superada por las que, a dólares actuales ocasionaron los sismos en la ciudad de México en 1985 y los efectos acumulados de los huracanes Wilma y Stan ocurridos en el año 2005 (3,800 millones de dólares) que afectaron 7 estados del sursureste de México. Su monto resulta aun más significativo si se considera que se refiere a los impactos sufridos por un solo estado: Tabasco. Si se toma en cuenta la estimación del PIB realizada por la Secretaría de Planeación Económica del estado que alcanza a casi 108 mil 737 millones de pesos corrientes para 2007, el impacto del desastre representó 29.31% del PIB estatal. (CEPAL-CENAPRED, 2008)

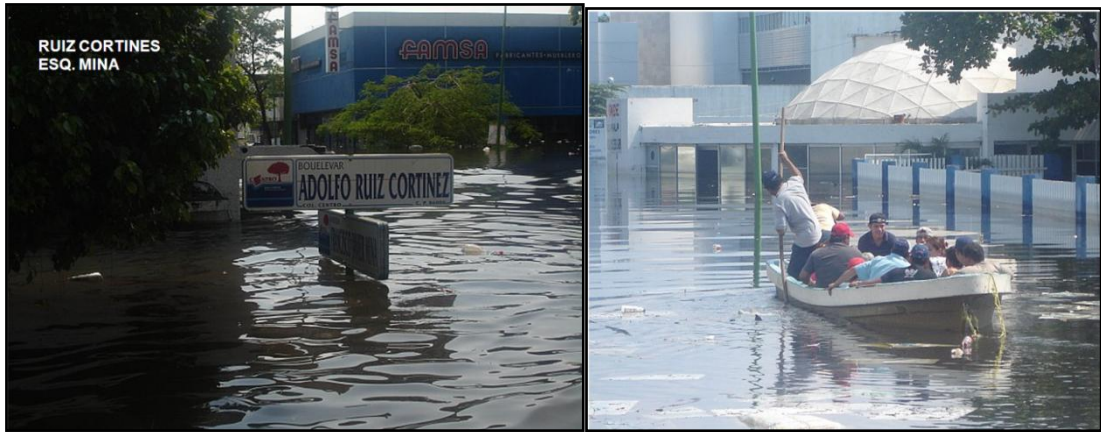


Figura 1.24 Panel izquierdo: Las principales avenidas de Villahermosa estuvieron anegadas por el desbordamiento de los ríos que rodean la ciudad. Panel derecho: Pocas personas pudieron atravesar las calles de Villahermosa utilizando las lanchas (Diversas páginas de internet)



Figura 1.25 El éxodo de la mayor parte de la población fue a pie, cargando sus pertenencias y objetos de valor. (El Universal, 2007)



Figura 1.26 El rescate aéreo llegó a las zonas que se encontraban incomunicadas (Diversas páginas de internet, 2007)



Figura 1.27 Vista aérea de la ciudad de Villahermosa, es una imagen devastadora que muestra la magnitud del daño que sufrió la ciudad. (Diversas páginas de internet, 2007)

1.3.3 Inundación de 2009

Las inundaciones del 2009 en Tabasco comenzaron a partir del sábado 31 de octubre, debido a la combinación de los remanentes de la Onda Tropical número 38, con el Frente Estacionario número 9. La afectación principalmente ocurrió en los municipios de Huimanguillo, Cárdenas, Paraíso, Comalcalco y Cunduacán, han permitido vislumbrar junto con las autoridades estatales nuevos retos para llegar a la adecuada gestión de los riesgos de desastre en un contexto de amplia variabilidad climática. (PNUD, 2010)

El desbordamiento de los ríos Tonalá, Zanapa, Blasillo, Tembladera, El Zapotal, El Panal, Abuelo y Agua Fría y otros arroyos, también mantiene incomunicadas a decenas de comunidades rurales al norte de Tabasco.

De acuerdo con las evaluaciones realizadas por la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL) y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), los daños económicos en el Estado de Tabasco para los años de 2007-2009 se presentan en la Tabla 1.8.

Impacto de las inundaciones en tabasco daños y pérdidas 2007-2009*	
Año	Millones de pesos
2007	31, 871.26
2008	5, 277.20
2009	2, 465.20
Total	39, 613.66

Tabla 1.8 Impacto socioeconómico de las inundaciones ocurridas en el Estado de Tabasco en los meses de octubre y noviembre, 2009. (CENAPRED-CEPAL, 2010)

En consecuencia la infraestructura económica, los sectores productivos fueron los que resistieron los mayores efectos de las inundaciones, con un acumulado de 390 millones de pesos (15.8%). De éstos, la ganadería acumuló 226.1 millones (9.2%).

Subraya el informe del CENAPRED, que Tabasco sufrió una tercera inundación, la peor que se tenga en registro en la Cuenca del río Tonalá y la zona de la Chontalpa, abarcando 5 municipios, siendo los más afectados los municipios de H. Cárdenas y Huimanguillo.

Estas inundaciones a pesar de que fueron de menor dimensión que la ocurrida en 2007 y 2008, los efectos los efectos se vislumbraron nuevamente en el aspecto social económico de decena de miles de familias que vieron interrumpidas sus actividades cotidianas y de subsistencia. (GET, 2009)



Figura 1.28 La infraestructura carretera se vio gravemente afectada además de dejar incomunicada a la población. (Diversas páginas de internet, 2009)



Figura 1.29 Camiones de gran tamaño se veían imposibilitados para transitar las carreteras afectadas (Asociación Ecológica Santo Tomás, 2009)

1.4 Programas federales de control de inundación

Con pleno conocimiento de que las inundaciones son inevitables para el Estado de Tabasco, el gobierno federal se ha visto en la necesidad de buscar alternativas que disminuyan el riesgo de la población a través de la gestación de programas que logren controlar de cierta forma las inundaciones y procurando que los daños se reduzcan. Los últimos programas que se han propuesto son el Programa Integral de Inundaciones (PICI), que fue desechado después del evento de 2007 dado que faltaban estructuras por construir (avance del 70%), además que los periodos de retorno habían sido ampliamente superados. Posteriormente, se presenta el Plan Hídrico Integral de Tabasco, compuesto a su vez por el Plan de

Acciones Urgentes y el Plan de Acciones Inmediatas. A continuación se presenta una síntesis de cada uno de ellos.

1.4.1 Programa Integral de Control de Inundaciones (PICI)

El Programa Integral de Control de Inundaciones (PICI) tenía a finales de 2006, un avance estimado por CONAGUA del 70%; incluida la estructura de control sobre el río Carrizal de la que se reportó un avance del 55% (Reforma, 2007). Esta estructura es clave para el funcionamiento correcto de las obras del PICI, pues conduciría la mayoría de las aguas del río Mezcalapa y las descargas de la presa Peñitas hacia el mar a través del cauce del río Samaria, con lo que se permite un caudal máximo de 850 m³/s por el río Carrizal, que es el río que pasa por la Ciudad de Villahermosa.

A pesar de la existencia del PICI, este se reduce básicamente a la construcción de infraestructura hidráulica, pero no ha incluido medidas adicionales para el ordenamiento territorial.

1.4.2 Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT)

Como resultado del evento de 2007, se planeo por instrucciones del Gobierno Federal la creación del Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT), a través de la de la CONAGUA. De tal suerte que para abril de 2008 se firmó un convenio entre los Gobiernos Estatal y Federal para la elaboración y ejecución del PHIT.

De tal suerte que CONAGUA realizó un convenio con el Instituto de Ingeniería de la UNAM, de tal forma que este último asesore, otorgue apoyo técnico y evalúe las soluciones propuestas a fin de proponer recomendaciones o correcciones.

El propósito fundamental de este estudio, consiste en proporcionar un conjunto de soluciones que garanticen la seguridad a la población, al desempeño de las actividades económicas, y a mantener el equilibrio en los ecosistemas ante la incidencia de eventos meteorológicos extremos. De tal manera que se reduzcan las condiciones de riesgo y vulnerabilidad que percibe con frecuencia la población tabasqueña ante los efectos de dichos eventos. (GET, 2009)

Otro objetivo del PHIT es promover el reordenamiento ecológico territorial, evitando que continúen los asentamientos humanos en zonas de alto riesgo.

Asimismo se requiere contar con sistemas de información geográfica actualizados, con un adecuado pronóstico de lluvias, de prevención y de protección civil y el reforzamiento de los sistemas de información meteorológica. Del mismo modo se contempla que el PHIT se efectúe la elaboración de modelos de pronóstico que permitan implementar acciones preventivas con oportunidad y diseñar adecuadamente las estructuras y obras de protección.

La visión del PHIT es completa en el estudio de la cuenca, considera todas las variables posibles, eventos meteorológicos extremos como las precipitaciones de gran intensidad y la interacción de grandes caudales. Esta visión integral se lleva a cabo mediante el planteamiento de estrategias a corto, mediano y largo plazo.

Las acciones a corto plazo se incluyen en el Plan de Acciones Urgentes (PAU), este plan se creó con la finalidad de llevar a cabo medidas urgentes en el periodo en el que estaban sucediendo las lluvias en el 2007.

Las acciones a mediano plazo, se encuentran contenidas en el Plan de Acciones Inmediatas (PAI), de tal forma de reducir las condiciones de riesgo ante un evento similar al del 2007.

Las acciones de mediano y largo plazo, son para reducir en la mayor magnitud aquellas condiciones de riesgo y vulnerabilidad. Dando continuidad a los proyectos de infraestructura iniciadas en el PAU y PAI. Estableciendo estrategias y metan concretas, la formulación del PHIT se extenderá a la gestión integral de los recursos hídricos, de tal forma que se aprovechen los recursos para bienestar social y desarrollo económico. Procurando los aspectos relacionados con la conservación, manejo y resguardo de los servicios ambientales que prestan los recursos naturales asociados a la gestión integral de los recursos hídricos, así como a la conservación y manejo adecuado de los ecosistemas acuáticos.

CAPÍTULO 2

Campana de Campo

1. Campaña de Campo

A fin de determinar el comportamiento del sistema río-llanura de inundación-costa en condiciones normales de operación y su desempeño durante condiciones futuras, el trabajo realizado en esta tesis, plantea la realización de dos partes complementarias. Por un lado, la puesta a punto de un modelo hidrodinámico operacional y por otro la realización de una campaña de campo intensa con el objetivo de caracterizar los flujos, mareas, salinidad en la desembocadura del río González. Las mediciones aquí descritas forman parte del informe final de las actividades realizadas por el equipo de Procesos Costeros del PHIT durante la campaña de campo realizada durante los días 26 de Julio al 10 de Agosto de 2009. El informe completo de dicha campaña se encuentra en el reporte presentado por la Sección de Procesos Costeros del PHIT (Pedrozo-Acuña et al., 2009). La obtención de esta información tiene los objetivos de caracterizar al sistema y validar el modelo numérico seleccionado.

El periodo de tiempo seleccionado para la realización de la campaña de campo (27 de julio - 10 de agosto de 2009), se definió de tal suerte que se midiera durante el ciclo de mareas vivas. De esta forma, se registraron las condiciones del río bajo un forzamiento oceánico máximo. Esta sección presenta los resultados obtenidos relevantes para el sistema del río González y su llanura de inundación.

1.3 Zona de Estudio

La zona costera de estudio contiene una desembocadura al mar, que corresponde a la salida del río González al Golfo de México, tal y como se presenta en la Figura 1. El área comprende la albufera de Mecoacán que presenta dos lóbulos definidos por la Punta de Tilapa y que desemboca al Golfo de México junto con el río Seco por la Barra de Dos Bocas, a dicha albufera se enlazan las lagunas del Eslabón, la Tinaja, el Carmen o de Ramírez, a través de arroyos del Arrastradero y arroyo Hondo. Este sistema oriental, lleva sus aguas al río González que limita a la población de Paraíso con Centla por más de 8 kilómetros y forma la laguna del Estero antes de desembocar al mar por la Barra de Chiltepec.

La región representa un área de gran tamaño (~ 680km²), está compuesto por dos salidas al mar, siete lagunas, un río mayor y una playa de 40 km de longitud. En consecuencia la complejidad del sistema hídrico es enorme, dado que todos los cuerpos de agua están comunicados y funcionan como una unidad.

Como se observa en la Figura 2.1, la desembocadura del río González no es independiente de la desembocadura de la laguna de Mecoacán. Entre ambos sistemas existen los cuerpos de agua de Eslabón y Tinaja que se encuentran comunicados a través del arroyo Hondo. A pesar de la complejidad de la zona, el hecho de contar con dos puntos de intercambio de agua dulce con el agua salobre del mar hace posible su división en dos unidades a efectos de facilitar su estudio y análisis.

Estos dos subsistemas quedan definidos por: 1) La laguna de Mecoacán, que corresponde a la laguna y su desembocadura al mar; y 2) El río González, lagunas asociadas y su desembocadura.

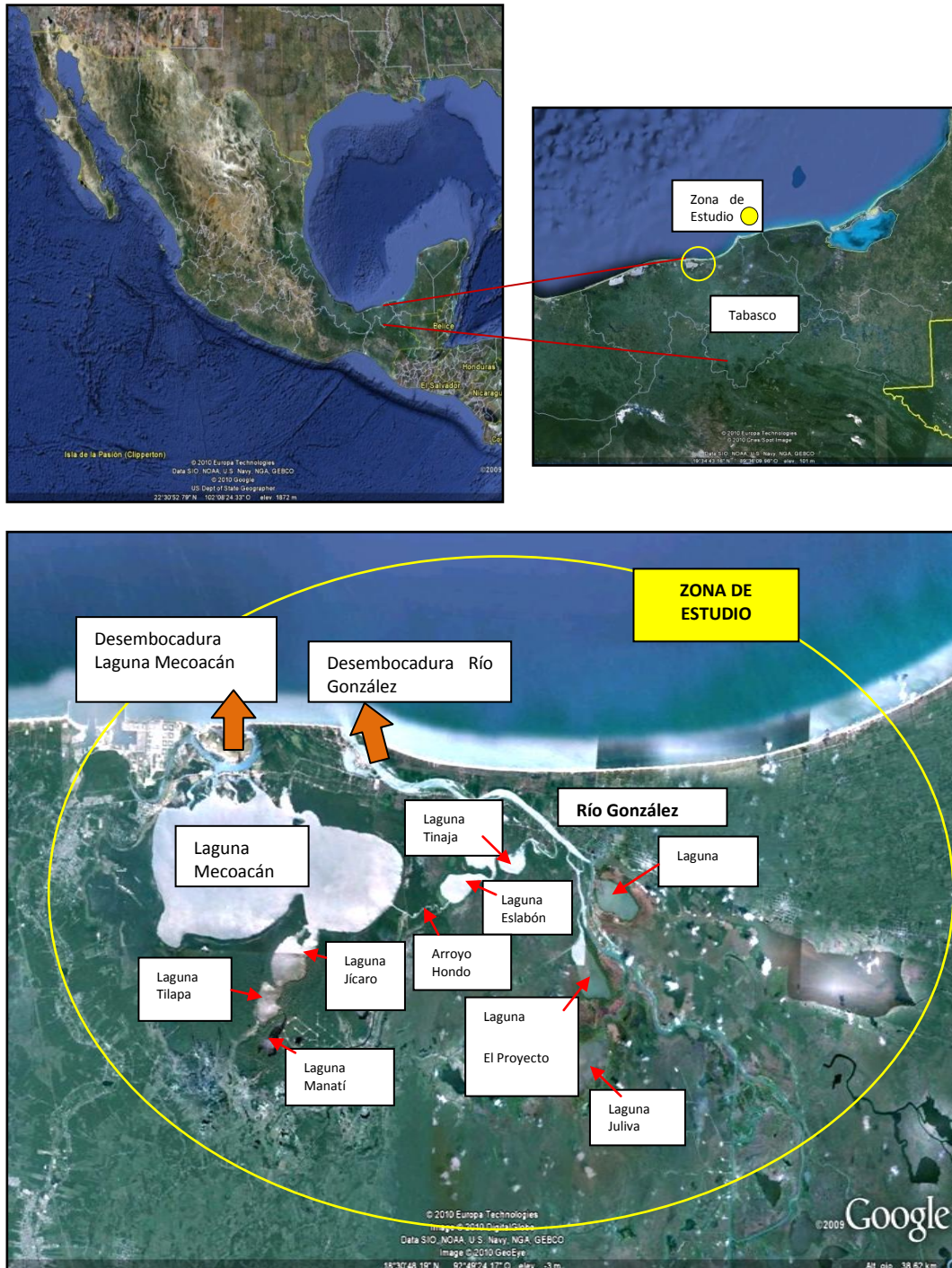


Figura 1.1 Zona de estudio, incluye el sistema de la laguna Mecoacán y el río González, y otros cuerpos lagunares menores

1.4 Mediciones

Las principales mediciones que se requieren para la definición de las condiciones de frontera del modelo numérico son batimetría del sistema y caudales.

1.4.1 Batimetría

Con el objeto de establecer y modelar las condiciones de flujo en ambos sistemas, es necesario contar con una descripción detallada del fondo marino. En consecuencia se realizaron mediciones batimétricas del río González y lagunas aledañas por medio de ecosonda.

El principio de fundamental para la operación de este instrumento es muy similar al del sonar, y consiste en transmitir impulsos sonoros para luego captar y clasificar los ecos que servirán para ubicar la posición del objeto que refleja la señal, en este caso el fondo marino, tal y como se muestra en la [Figura 2.2](#).



Figura 1.2 Funcionamiento de la ecosonda para detectar el fondo marino

Para la operación de este tipo de sistema se requieren una embarcación pequeña, un GPS diferencial para la corrección de datos de elevación respecto a un nivel conocido, y la computadora de campo para el almacenamiento de datos. La Figura 2.3 muestra una fotografía con el sistema montado en una pequeña embarcación.



Figura 1.3 Sistema de medición del fondo marino

Por otra parte, los paneles de la Figura 2.4 indican como el GPS diferencial (panel izquierdo) debe ser instalado en la misma coordenada que el sonar, a través de un sistema de fijación a la embarcación (panel derecho).



Figura 1.4 Panel izquierdo: antena GPS diferencial. Panel derecho: Sonar sumergido

Todas las batimetrías del sistema lagunar y del río González, fueron planeadas a priori y programadas en un GPS de navegación. Con lo que se definieron tres rutas tal y como se indica en la Figura 2.5.

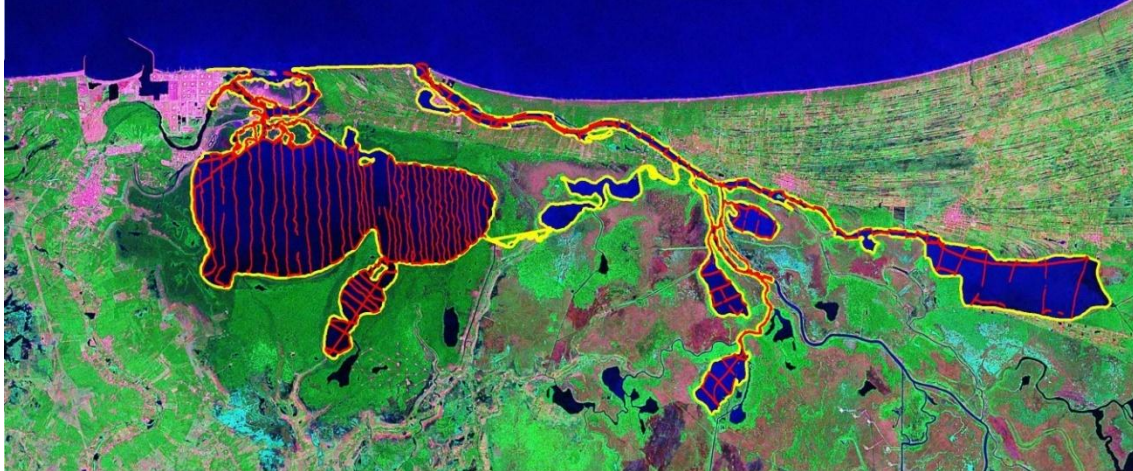


Figura 1.5 Rutas de navegación de batimetrías

Para las mediciones batimétricas se ocupó una pequeña lancha; un GPS diferencial para un posicionamiento más exacto y preciso (Rover Leika serie 1200), al referirse como diferencial significa que se cuenta con una base y uno móvil que es justamente la que se encuentra en la lancha; y una ecosonda de doble frecuencia sincronizada a este sistema GPS.

Como se puede observar en la imagen, la antena del GPS se instaló sobre la punta de una varilla fijada a la lancha, la altura de la varilla es de 2 m. De modo que en el extremo opuesto se situó la ecosonda. La ecosonda y el GPS diferencial trabajan de manera simultánea; dado que la ecosonda proporciona la profundidad en relación a la posición del transductor y el GPS diferencial otorga los datos de la posición geográfica del transductor. Los datos que resulten de la elevación se pueden indicar a distintos niveles de referencia (elipsoide, nivel medio del mar, etc.)

Se requiere 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 otras causas. De tal modo, que los datos obtenidos por la ecosonda, resulta de la distancia entre el transductor y el fondo de lacustre o marino, según sea el caso. Por medio del GPS diferencial es posible conocer la posición del transductor referido al elipsoide.

En este estudio, se utilizó la información del Banco de Nivel de 660 de la Red Geodésica Nacional de INEGI para referir los datos de elevación al nivel medio del mar (nmm). Uno de los puntos de control colectados en tierra, coincide con la ubicación de este banco de nivel. La elevación conocida respecto al nmm ($z=1.3492$) corresponde al banco de nivel y con el punto de control con la elevación conocida respecto al elipsoide ($z=-8.946$). La diferencia entre el elipsoide

y el nivel medio del mar local es (10.3052 m), se aplica para referir los datos batimétricos al nmm local.

1.4.2 Medición de la variación de caudal en un ciclo de 24 horas

Con el propósito de medir corrientes y fondo marino, se utilizó un correntómetro ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler, por sus siglas en inglés). Este instrumento es, como su nombre lo indica, un perfilador de corrientes por efecto Doppler. El sistema cuenta con un transductor que emite ondas acústicas, una unidad electrónica que genera los pulsos y pre-procesa las ondas recibidas, y una computadora de campo que adquiere los datos y los procesa.

El ADCP que utiliza el efecto Doppler transmitiendo sonido a una frecuencia fija y escuchando los ecos retornados por los reflectores en el agua. Estos reflectores son pequeñas partículas o material en suspensión que reflejan el sonido hacia el ADCP. Estos reflectores flotan en el agua y se mueven a la misma velocidad horizontal que el agua. Cuando el sonido enviado por el ADCP llega a los reflectores, esta desplazado a una mayor frecuencia debido al efecto Doppler, este desplazamiento en la frecuencia es proporcional a la velocidad relativa entre el ADCP y los reflectores. La Figura 2.6, presenta un detalle del equipo usado y un esquema de su funcionamiento, dado que para medir la intensidad de corriente en el transecto seleccionado, se requiere que la trayectoria del vehículo sea perpendicular a la dirección de la corriente que se desea medir.

Los perfiles de velocidad a lo largo de la columna de agua y en la desembocadura del río González, se midieron con el dispositivo ADP (Acoustic Doppler Profiler) marca Sontek. Este dispositivo permite conocer la magnitud y dirección del caudal en la desembocadura del río González (ver Figura 2.7).

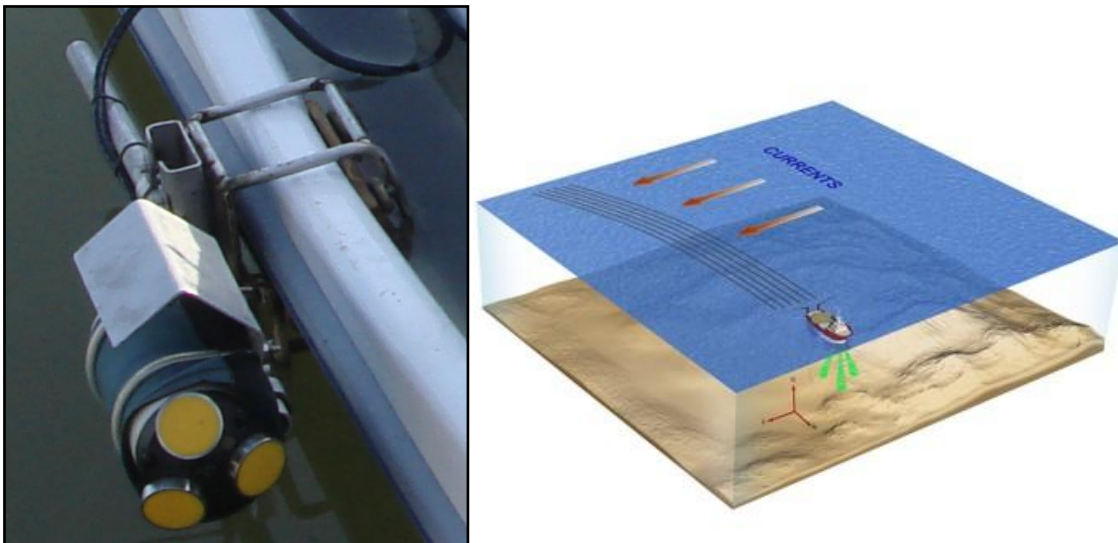


Figura 1.6 Detalle del mini ADCP montado en la moto acuática y esquema de la metodología de corrientes



Figura 1.7 Transecto en la desembocadura del río González

Para la realización de los transectos en el río González frente al poblado de Chiltepec, se utilizaron un ADCP, un CTD y una computadora de campo, que se colocaron en una moto acuática (ver Figura 2.8). Es importante destacar que estas mediciones se efectuaron durante las mareas vivas, cada hora durante 24 horas, de tal forma que se obtenga información en un periodo de marea completo.



Figura 1.8 En la moto acuática se instalaron un ADCP, CTD y una computadora en la realización de transectos (panel izquierdo). Acercamiento del ADCP (panel derecho)

El comportamiento del flujo en la desembocadura del Río González, está gobernado por los cambios en el nivel del mar (ver Figura 2.9). El valor del caudal en la desembocadura del río 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 es mínimo, haciéndose casi nulo, cuando las corrientes del río y de la marea se oponen.

Se ha observado que durante mareas vivas la disminución de la intensidad del flujo del río es muy evidente, llegando casi a detenerse por completo. Esto sugiere que en el caso de una marea de tormenta, donde el nivel medio del mar presenta una sobreelevación significativa, el flujo del río podría detenerse por completo e incluso revertirse, provocando un aumento considerable del nivel del agua e incluso desbordamiento del río.

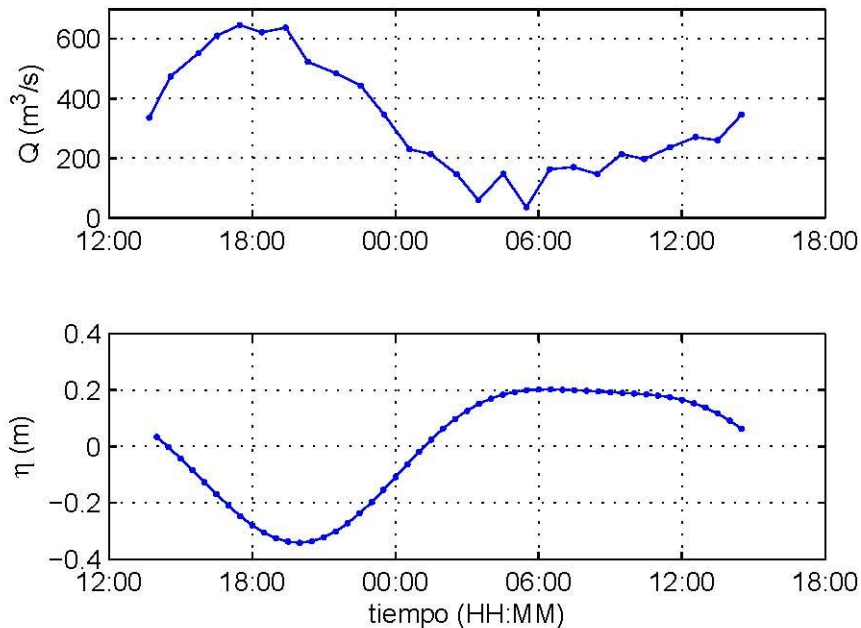


Figura 1.9 Serie temporal de caudal Q , en la boca de la desembocadura del río González (panel superior) durante un ciclo de marea. En mareas vivas (panel inferior)

1.4.3 Medición de la velocidad del flujo

Las mediciones se hicieron con un corrientímetro acústico tridimensional, conocido como Vector. Este instrumento mide la velocidad del flujo en las tres

direcciones, adicionalmente cuenta con un sensor de presión. El sistema de medición se centra en el uso del efecto Doppler, que proporciona datos de velocidad precisos y no intrusivos. Con una capacidad de muestreo de alta resolución de hasta 60 Hz. Además el instrumento posee una brújula y sensores de altitud, temperatura y presión.

Las aplicaciones que se le ha dado a este tipo de instrumentación tienen aplicación directa en estudios de dinámica de la zona de rompientes, estudios de turbulencia en ríos, estuarios y zonas costeras, y cuando se desea recabar mediciones conjuntas de corrientes y oleaje.

El Vector posee las siguientes ventajas únicas:

- Instrumento con un único cilindro con memoria y baterías internas.
- Pequeño y ligero.
- La sonda de titanio y el cilindro contenedor de material plástico dotan al sistema de resistencia mecánica y evita la corrosión.
- Sensor de presión de alta resolución para medidas de oleaje (Presión y velocidad).
- Dos entradas analógicas permiten integrar fácilmente sensores externos (e.g. sensores ópticos para medir material en suspensión).

Este sensor se colocó en el lecho marino por medio de una barreta, la cual se encaja en el fondo con objeto de fijar el instrumento (ver Figura 2.10).



Figura 1.10 Velocímetro acústico

El instrumento se colocó sobre la margen oeste del río (Figura 2.11) a una distancia de aproximadamente 6 km. de la desembocadura y a una profundidad de 3.6 m. En este punto del Río González, la variación de nivel es ligeramente menor a la observada en el mar, ambas con una amplitud de aproximadamente 0.2 m (ver Figura 2.12). Se observa que la amplitud de marea va disminuyendo al paso del tiempo, al igual que la variación del nivel en el río.



Figura 1.11 Ubicación del vector sobre el río González

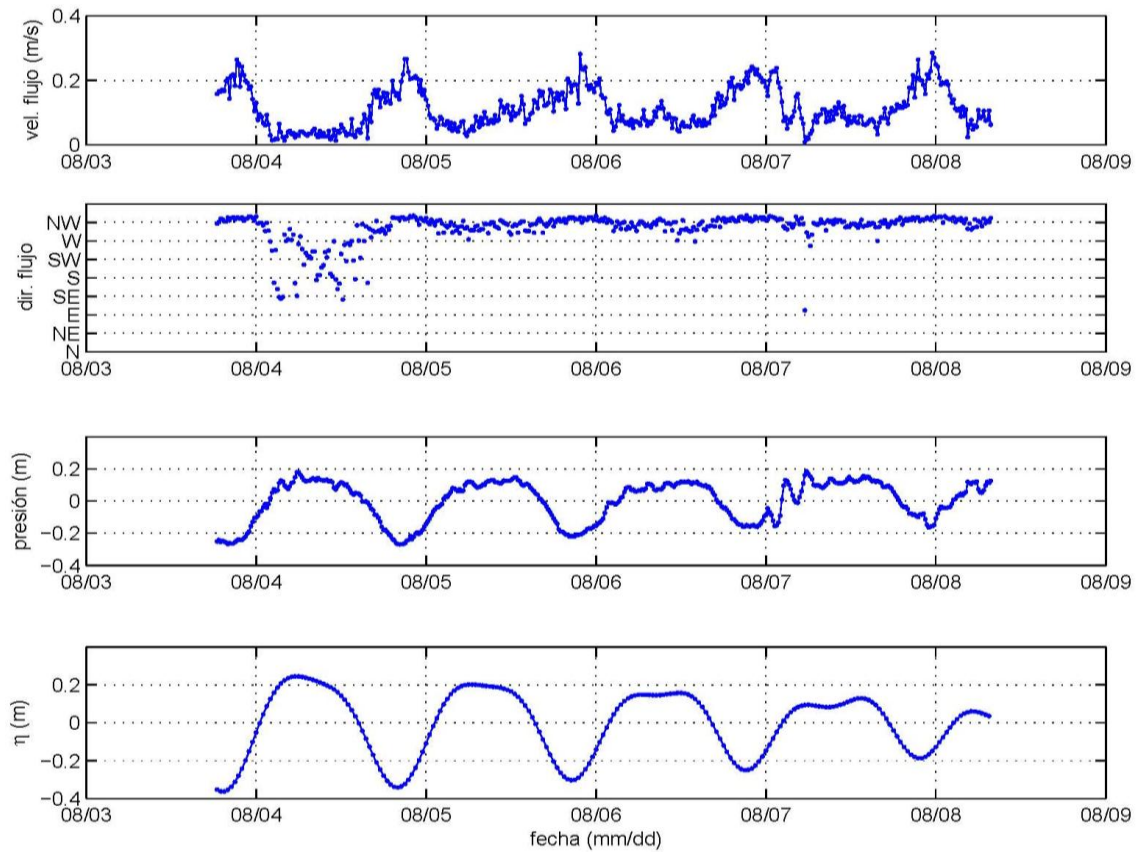


Figura 1.12 Series de tiempo de velocidad y dirección del flujo (paneles 1 y 2), y nivel del agua (panel 3) en el río González, y el nivel del mar (panel 4)

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 ($\approx 330 \text{ m}^3/\text{s}$) que sirva como forzamiento para las modelaciones.

CAPÍTULO 3

Modelo Hidrodinámico en dos dimensiones

1. Modelo hidrodinámico en dos dimensiones

1.1 Introducción

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. Además, el sistema de modelado ha sido también adaptado para ser aplicado a estudios de inundación.

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 describe el marco teórico detrás de las ecuaciones y la definición del dominio de cálculo y condiciones de frontera seleccionadas a fin de simular los flujos de inundación en la llanura del río González en Tabasco.

1.2 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

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = S \quad (1)$$

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

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

(2)

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v^2}{\partial y} + \frac{\partial vu}{\partial x} + \frac{\partial wv}{\partial z} = fv - g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial \rho_a}{\partial y} - \frac{g}{\rho_0} \int_z^\eta \frac{\partial \rho}{\partial y} dz - \frac{1}{\rho_0 h} \left(\frac{\partial s_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} \right) + F_v + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial z} \right) + v_x S$$

(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 de referencia 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)

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

(5)

Así las variables se determinan:

$$H = \eta + h$$

(6)

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

(7)

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

(8)

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

(9)

1.3 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

$$\frac{\partial U}{\partial t} = G(U) \quad (10)$$

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

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G(U_n) \quad (11)$$

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

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G(U_n) \quad (12)$$

$$U_{n+\frac{1}{2}} = U_n + \frac{1}{2} \Delta t G(U_n) \quad (13)$$

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G\left(U_{n+\frac{1}{2}}\right) \quad (14)$$

1.4 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.

1.5 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 del sistema en estudio.

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, junto con información de elevación con una resolución adecuada para la zona de estudio.

El Modelo Digital de Elevación (MDE) que se seleccionó para las modelaciones numéricas fue el la misión de radar conocido como SRTM (Shuttle Radar Topography Mission). Sin embargo, cabe resaltar que se probaron diversas fuentes de información (con la misma resolución de 30m), tales como el MDE de INEGI y el de la agencia espacial de Japón, conocido como ASTERDEM. Sin embargo, este último no tiene el nivel de detalle requerido para la zona de estudio, por lo que se decidió hacer la comparación entre los MDEs de INEGI y SRTM. A partir de una comparación de estas opciones, se concluyó que el

modelo de elevaciones que poseía el mejor detalle para los objetivos de este trabajo correspondía al de SRTM, ya que resolvía de una mejor manera las elevaciones observadas en la zona.

La Figura 4.1 introduce los resultados de la integración de la información batimétrica y de elevaciones, obtenida para la zona en estudio, en la que se distinguen con gran nitidez las zonas bajas y altas dentro del sistema.

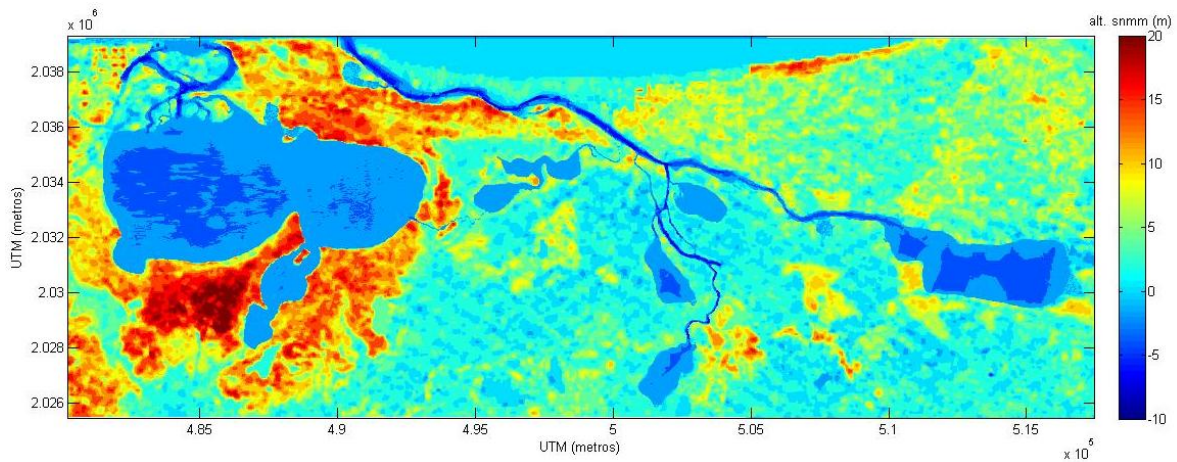


Figura 1.1 Mapa de elevaciones y profundidades generado con el MDE SRTM de 30 m.

1.5.1 Malla de modelación

La malla de solución es el resultado de la discretización numérica de las elevaciones y profundidades correspondientes a la zona de estudio.

Previo a la obtención de la malla numérica, se requiere la asimilación de la información de campo, que proporcione una correcta simulación numérica de los flujos en el sistema en estudio. La información topográfica obtenida de la misión radar conocida como SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) ha sido exitosamente empleada en la simulación de flujos de inundación. Además, se considera que su resolución es adecuada para terrenos planos como la llanura de inundación de Tabasco (Sanders, 2007). El área de cálculo para la modelación de los escenarios de inundación, se definió para el sistema del río González y su correspondiente llanura de inundación, que abarca el cauce donde terminan los bordos cercanos al poblado de Oxiacaque hasta su desembocadura al Golfo de México.

En el panel superior de la Figura 3.8 se muestra la información de profundidades/elevaciones a través de la sección de estudio. Por otra parte, el panel inferior de la misma figura presenta la malla de cálculo de resolución variable utilizada para la modelación numérica de los flujos en el sistema.

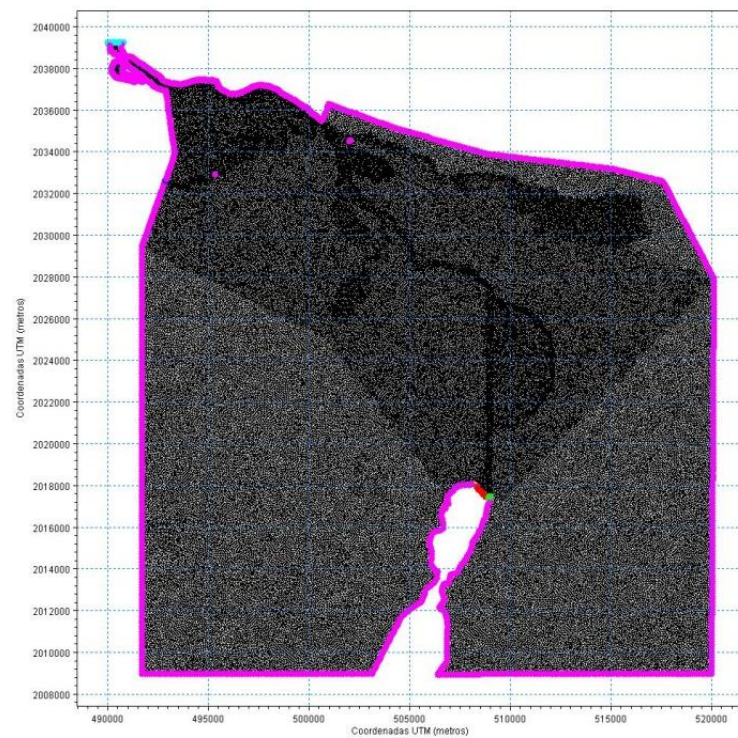
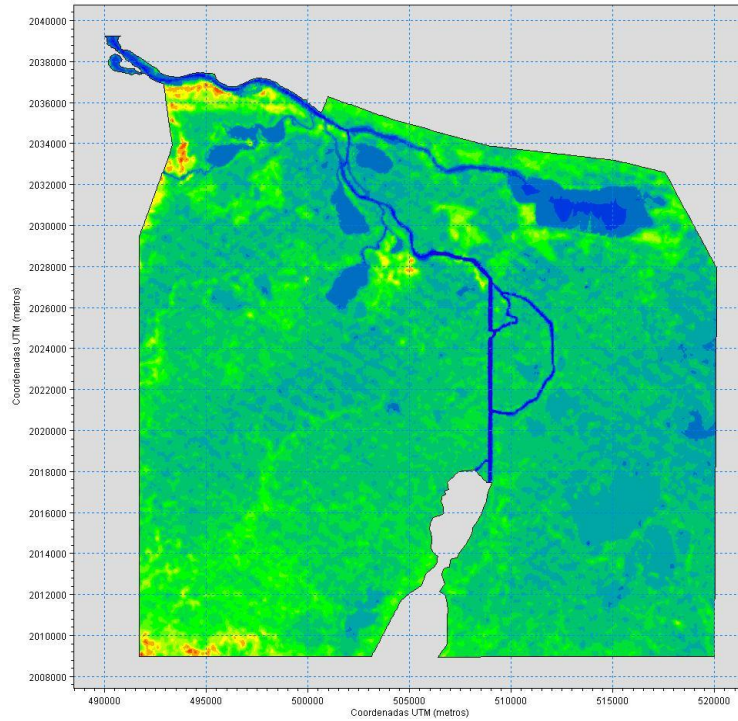


Figura 1.2 Panel superior: Elevaciones/profundidades en el dominio del cálculo; panel inferior: malla de cálculo con elementos de resolución variable

1.5.2 Definición de las condiciones de frontera

Una vez realizada la definición de la malla y la localización de las fronteras de forzamiento (ver Figura 3.2), es necesario establecer las condiciones físicas de frontera para el sistema de modelación de la desembocadura del río González. Para este caso, se tienen dos condiciones de contorno físicas que son claramente identificables:

1. La desembocadura del Río González al Golfo de México.
2. El caudal de entrada que lleva el Dren Victoria.
3. Conexión a la laguna de Mecoacán.

Para la puesta a punto del modelo, ambas condiciones de frontera son definidas a partir de las mediciones recabadas en la campaña de campo (ver Capítulo 2). Estas condiciones de frontera se requieren para ubicar el forzamiento del flujo que corresponde al sistema en estudio.

Nivel medio del mar

En este caso, 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 tormentas tropicales o frentes fríos. Para la puesta a punto del modelo, se utiliza la marea registrada en el mes de agosto (durante el periodo de mediciones), a fin de corroborar las condiciones hidráulicas que se midieron durante la campaña de campo (26 de Julio al 10 de Agosto 2009)

La marea registrada para el mes de Agosto, se ilustra en la Figura 3.3, en la que es posible apreciar que para los primeros días del mes, se presentaron las mareas vivas, con lo que el forzamiento del sistema debido a marea astronómica será máximo para esos días del mes.

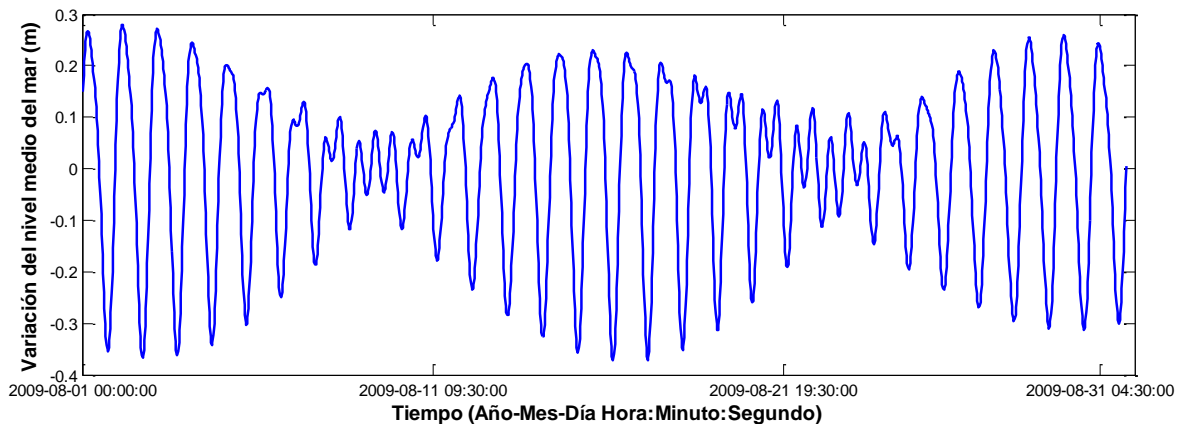


Figura 1.3 Marea astronómica registrada para el mes de Agosto en la costa del estado de Tabasco

Gasto en el río

Para la definición del caudal de entrada al sistema, se emplean las mediciones correspondientes al ciclo de marea que se llevó a cabo frente a la barra de Chiltepec (ver Capítulo 2).

Esto requirió el post-procesamiento de información recabada a través del mini-perfilador acústico que se montó en la 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 3.4, muestra un ejemplo del tipo de mediciones recabadas con este equipo. El panel inferior, presenta la profundidad medida a lo largo de la sección transversal del río, mientras que el panel medio y superior, presentan los resultados obtenidos para la velocidad y el caudal respectivamente. La información del caudal puede ser integrada por sección transversal para así obtener un valor de caudal general en el río por cada transecto.

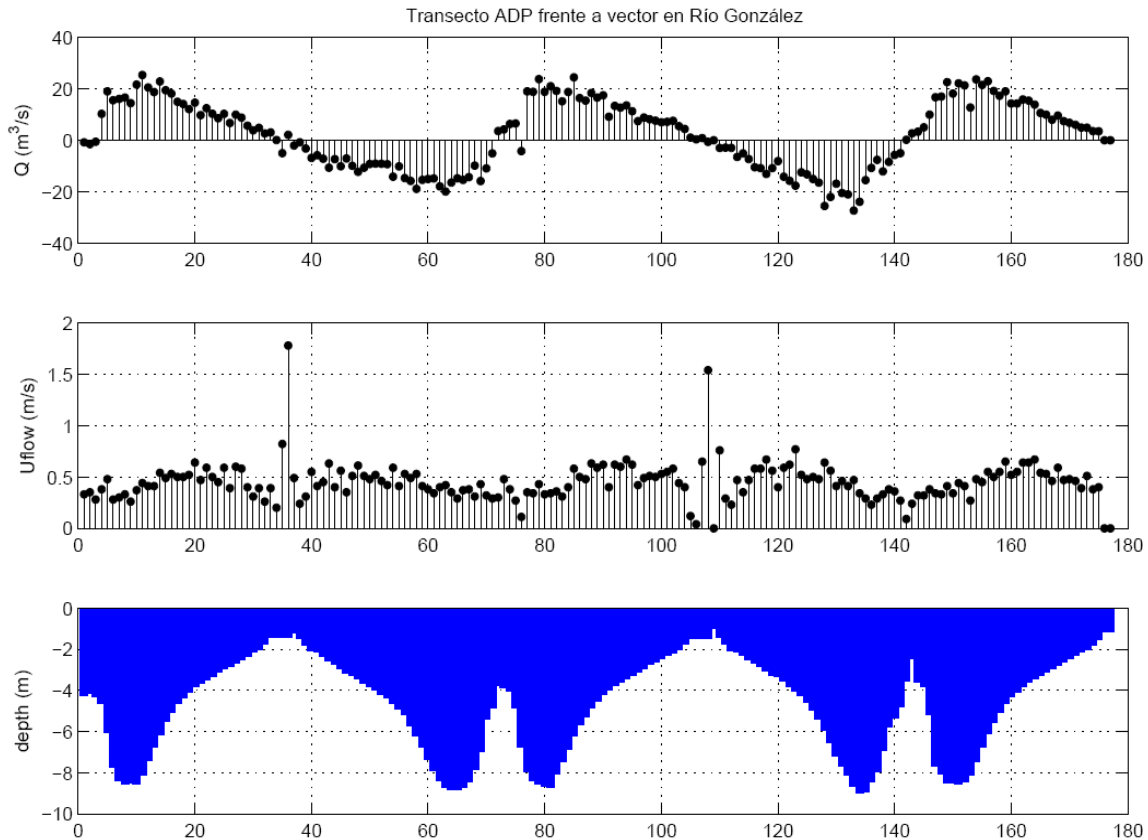


Figura 1.4 Mediciones tipo del perfilador acústico frente a la barra de Chiltepec

La Figura 3.5, ilustra el resultado de la integración de toda la información para el ciclo de 24 horas realizado frente a la barra de Chiltepec. En el panel superior se presenta el gasto medio registrado en las 24hrs 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 se observa un claro remanso en el gasto de descarga del río González. 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 ($\sim 20\text{m}^3/\text{s}$), mientras que cuando la marea sale del mismo, se aprecia un claro incremento de la descarga llegando a valores cerca de los $700\text{ m}^3/\text{s}$.

Las condiciones encontradas durante la medición de caudal en el ciclo de 24 horas, fueron normales. Es decir, no se registró la acción de un frente frío o tormenta tropical sobre el sistema, ni se dieron lluvias extraordinarias que pudieran alterar el flujo que contenía el río.

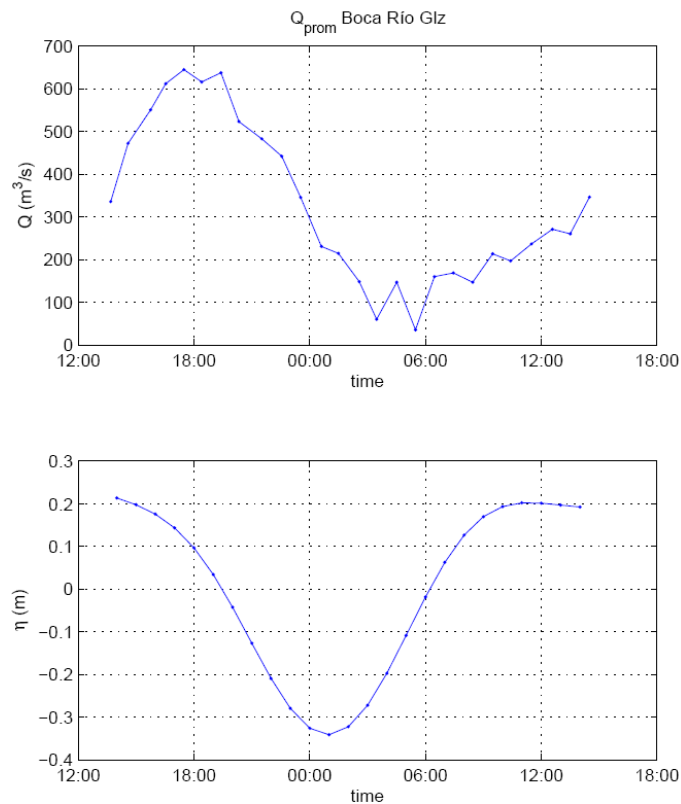


Figura 1.5 Mediciones tipo del perfilador acústico frente a la barra de Chiltepec

Conexión a la laguna de Mecoacán

Una última condición de frontera que se contempla para la simulación numérica de los flujos de inundación en esta llanura, consiste en la conexión entre este sistema y el cuerpo lagunar de Mecoacán. Esta conexión se realiza a través del arroyo Hondo que tiene una anchura de aproximadamente 40m con profundidades menores a 1.5m. De acuerdo con el trabajo de campo reportado en el informe de la Fase 2 del PHIT (capítulo 5.c –Pedrozo-Acuña et al., 2009), esta unión no es muy eficiente desde el punto de vista hidráulico dado que por ella transita un gasto del orden de 60m³/s. La reducida capacidad de este arroyo, hizo posible considerar a ambos sistemas, laguna y río, como dos unidades independientes. En virtud de estas observaciones, en los ejercicios de simulación presentados en este reporte, se le asigna a la salida del arroyo Hondo un nivel de agua constante de 0m sobre el nivel del mar.

1.6 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 en el río González.

La Figura 3.6 presenta los resultados de la comparación entre los datos de campo y los resultados obtenidos durante un ciclo de marea posterior a la aplicación del modelo numérico con las condiciones de contorno descritas en la sección anterior. La buena correspondencia entre los datos medidos y los calculados, dan confianza en utilizar el modelo numérico para el estudio de los escenarios hipotéticos de inundación. La comparación se presenta para el gasto medio obtenido a lo largo de la sección del río González en la cercanía de su desembocadura.

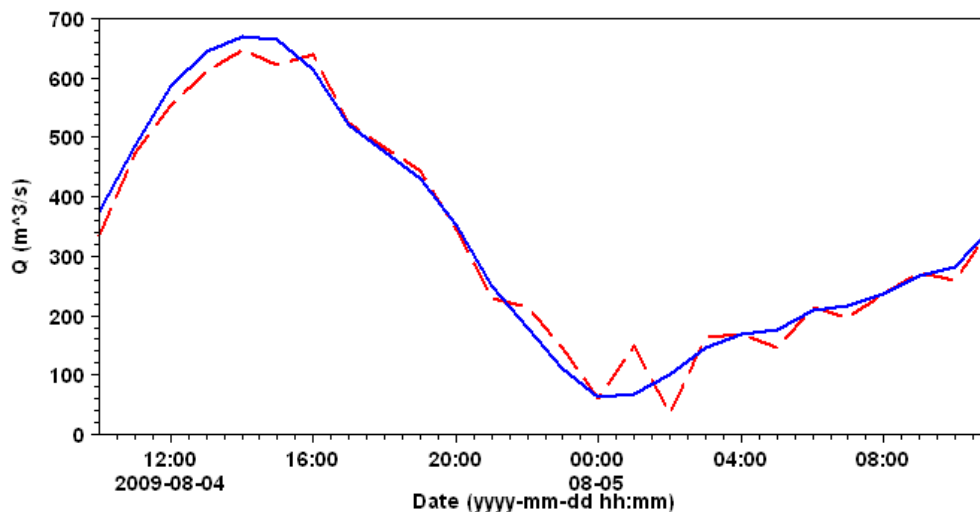


Figura 1.6 Comparación de resultados de gasto medio en la desembocadura obtenidos con el modelo numérico (línea continua) vs los datos de campo (línea discontinua)

Con el objetivo de comprobar que la validación del modelo es aceptable a lo largo del cauce del río González, la Figura 3.7 presenta resultados de la comparación de datos medidos y calculados para la serie de tiempo del velocímetro instalado aguas arriba en el río. En esta Figura se puede apreciar el buen ajuste del modelo numérico a los datos de campo obtenidos. En este caso, se observan ciertas diferencias entre la velocidad de corriente obtenida en este punto. En particular, durante las etapas en las que la velocidad es máxima. Estas diferencias están adscritas al coeficiente de rugosidad utilizado en las simulaciones numéricas, dado que se utiliza una rugosidad de Manning constante para todo el dominio de 0.03125. Mientras que se espera que en la realidad, este valor sea variable a lo largo del cauce dependiendo de la presencia de vegetación y el tamaño medio del sedimento que compone el cauce. A pesar de estas pequeñas diferencias, los resultados obtenidos otorgan confianza a la utilización del modelo para los escenarios de inundación que son el motivo principal de esta tesis.

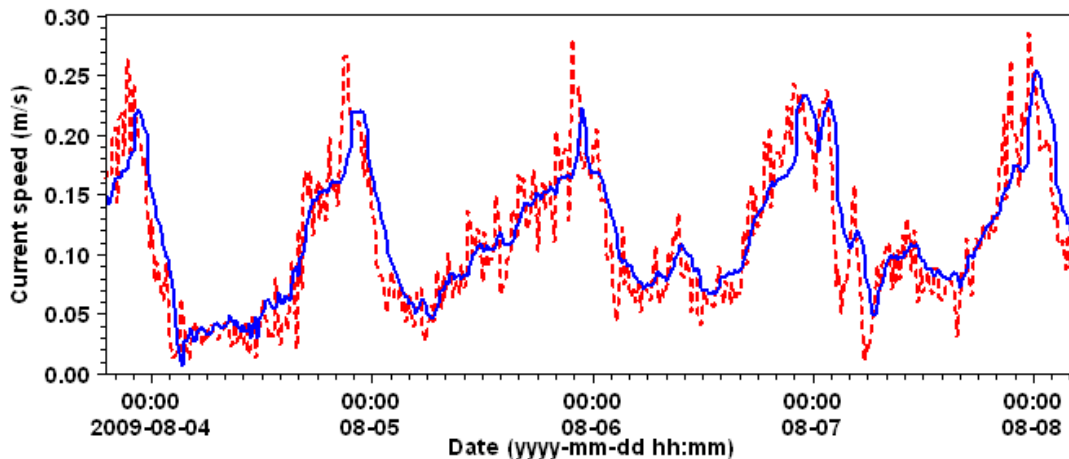


Figura 1.7 Comparación de resultados de velocidad de corriente obtenidos con el modelo numérico (línea continua) vs los datos de campo (línea discontinua)

CAPÍTULO 4

Resultados

1. Resultados

1.1 Introducción

Es evidente que las obras antropogénicas planteadas como solución dentro del Plan Hídrico Integral de Tabasco (PHIT), modificarán las condiciones de flujo en ríos y llanuras de inundación. Como resultado, es necesario evaluar a detalle las consecuencias que dichos cambios tendrán sobre la configuración de los sistemas lagunares y las desembocaduras de los ríos al mar. Más aun si se tiene en mente que la zona costera de Tabasco está constituida por zonas bajas inundables.

Las condiciones de flujo aguas arriba de la cuenca tienen una incidencia directa sobre lo que acontece hacia la desembocadura de los ríos al mar. Esta tesis tiene como objetivo principal, el estudio de las posibles inundaciones que resulten cerca de la desembocadura del río González. La compuerta del Macayo, ubicada en la bifurcación del río Samaria/río Carrizal, tiene como función principal el drenaje del agua excedente que actualmente llega a Villahermosa hacia zonas bajas inundables cerca de la desembocadura del río González y la Laguna de Mecoacán. Este desvío propone la utilización del sistema compuesto por los ríos Samaria-Dren Victoria-Río González, a fin de que el volumen de exceso sea canalizado hacia zonas de amortiguamiento.

En particular, este capítulo presenta la evaluación de las consecuencias del desvío de una avenida con periodo de retorno de 100 años hacia la desembocadura del río González. Además se proponen diferentes alternativas de solución como son dragado en los ríos, ampliación de la conexión con la laguna de Mecoacán a fin de poder incrementar la eficiencia de este sistema para canalizar la avenida extraordinaria estudiada.

Estos resultados forman parte de los estudios integrales de la sección de procesos costeros del “Plan Hídrico Integral de Tabasco”, abocada a evaluar las consecuencias de las obras propuestas en la parte baja de las cuencas.

1.2 Tránsito de la avenida con periodo de retorno de 100 años bajo condiciones actuales del cauce

En esta sección se presentan los resultados de la simulación numérica del drenaje de la avenida extrema de $Tr=100$ años (ver Figura 4.1) en la zona de estudio, bajo las condiciones actuales del cauce del río. Este caudal está referido al que proviene de la bifurcación del río Samaria hacia el río González, con un valor del gasto máximo cercano a los $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$. De igual forma se observa que de manera continua, alrededor de 1.5 días se presenta un gasto superior a $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para el tránsito de esta avenida en condiciones normales, se utiliza la malla de modelación presentada en el Capítulo 3 de esta tesis y la variación del nivel medio del mar asociado a la presencia de mareas vivas.

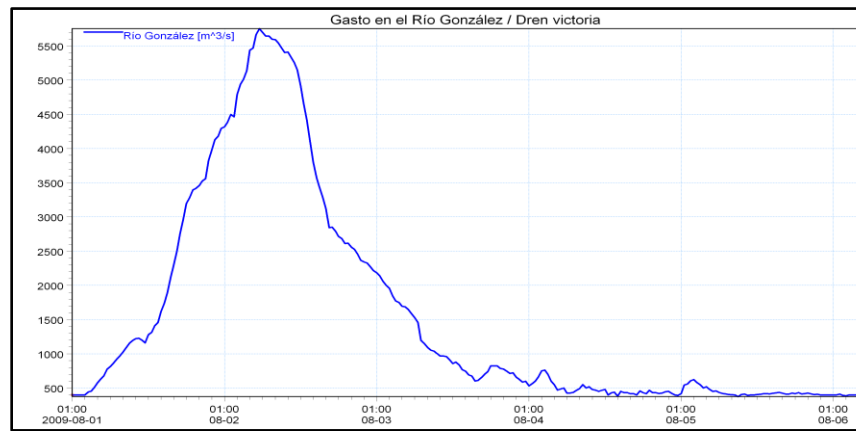


Figura 1.1 Hidrograma de entrada que se utiliza en la condición de frontera del Dren Victoria

La condición inicial del sistema se presenta en el panel superior de la Figura 4.2, donde se aprecia la configuración de los cuerpos de agua en el sistema para el tiempo cero de la ejecución. En esta figura es posible observar la desembocadura del río González, la laguna de Santa Anita al este del sistema, el conjunto de lagunas menores ubicado al centro del dominio de cálculo y el dren Victoria en la parte central baja de la zona de estudio. Por otra parte, el panel inferior presenta el contorno de la mancha de inundación y gastos después de 6 horas y 40 minutos de haber iniciado el forzamiento del sistema. En esta Figura es posible determinar que desde el inicio de la simulación numérica se observa una inundación considerable de la zona de estudio.

Por otra parte, la continuación del evento de inundación se presenta en los paneles superior izquierdo e inferiores de la Figuras 4.2, que ilustran los mapas de gasto y mancha de inundación dentro del sistema para instantes posteriores dentro de la modelación. Estos lapsos del estado del gasto y la mancha de inundación en la llanura, son mostrados para el periodo de tiempo comprendido entre el 2 y el 3 de agosto de 2009. De esta forma se puede dar seguimiento a la naturaleza del gasto y la mancha de inundación a la par con la presencia del gasto máximo en la simulación numérica. Por otra parte, la generación de estos mapas de inundación permite una evaluación a detalle del comportamiento del gasto transitado a través del dren Victoria.

Los resultados que se observan en ambas figuras, son muy reveladores en cuanto el funcionamiento hidráulico del dren Victoria y la desembocadura del río. En todos estos instantes se puede observar, que el gasto transitado genera una considerable mancha de inundación que se aprecia a lo largo de todo el periodo de tiempo simulado (que comprende al menos dos ciclos completos de marea). Esto se debe principalmente, a que el cauce actual del río González y el Dren Victoria son considerablemente superados en su capacidad hidráulica por el gasto de $T_r=100$ años transitado.

El agua se desborda desde el inicio del evento y la mancha de inundación crece con dirección hacia el sur y el este del dominio (ver Figura 4.3). Esto indica es poco probable que el caudal de Tr=100 años se drene correctamente hacia el mar bajo las condiciones actuales del cauce. Esto se confirma en los instantes reportados en la Figura 4.4, en los que se observa que el área de mayor inundación está localizada en ambas márgenes del dren Victoria. Mientras que la zona central deshabitada de la llanura de inundación, donde se ubican las lagunas menores, no presenta una inundación considerable.

Los resultados presentados en estas figuras, indican que bajo las circunstancias actuales existe un riesgo de inundación elevado para las poblaciones de Ignacio Allende, Villa Unión y Simon Sarlat.

Esto indica que se requiere el planteamiento de alternativas adicionales de solución que permitan dirigir de manera controlada el caudal.

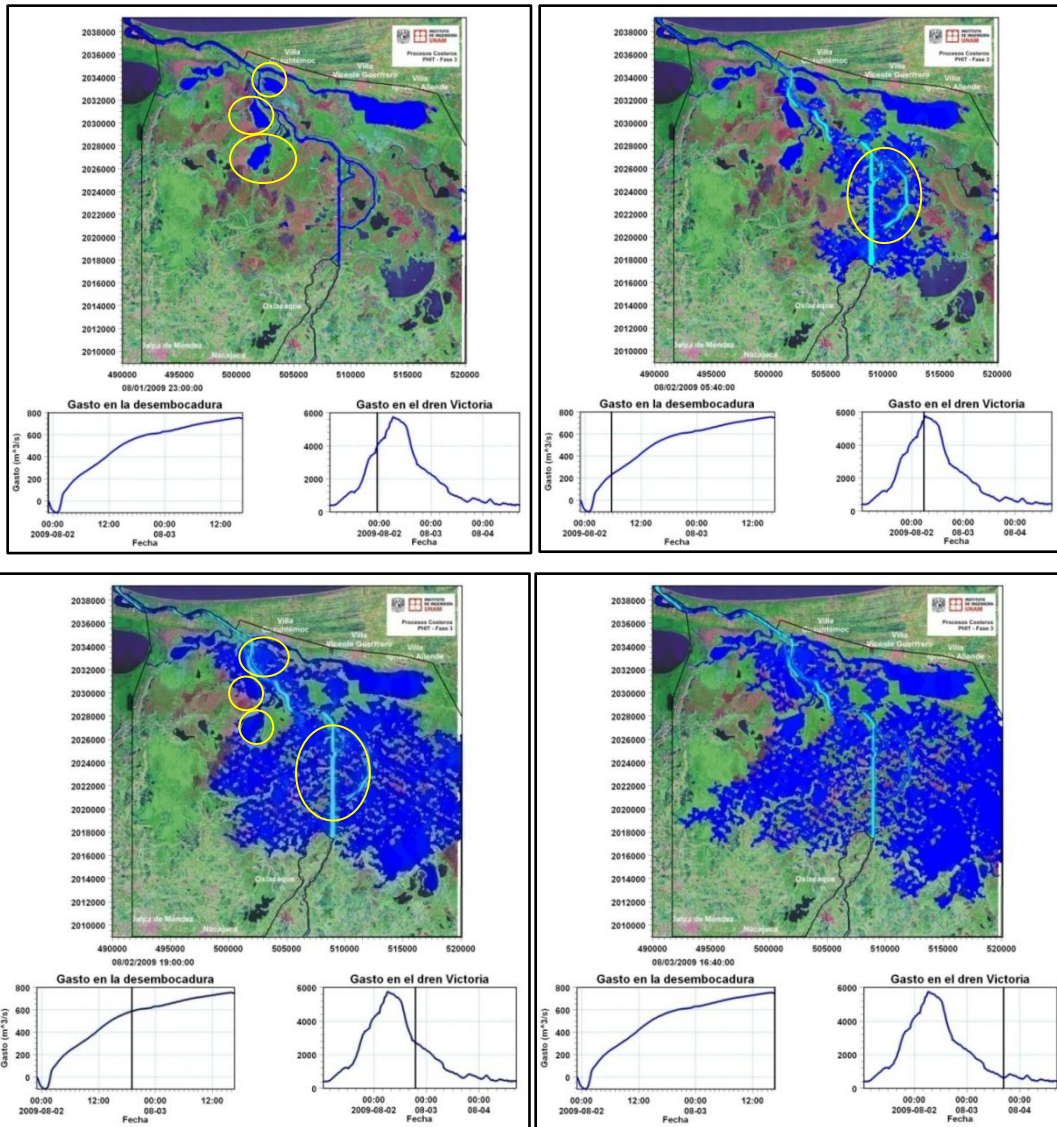


Figura 1.2 Escenarios de inundación a lo largo de la simulación numérica del drenaje de la avenida extrema asociada a un $Tr=100$ años

Los resultados que se presentan en la Figura 4.2 señalan que de no ampliarse la capacidad del dren Victoria/río González no será posible transitar el gasto extraordinario asociado a un $Tr=100$ años. En todos los instantes presentados a lo largo de esta simulación numérica se producen grandes problemas de inundación, lo que señala la importancia de generar las obras necesarias para conducir este flujo de inundación a través del cauce del río y el dren, para dirigir los flujos lejos de las zonas habitadas dentro del dominio de cálculo.

Con el propósito de evaluar posibles alternativas de alivio al problema de la capacidad hidráulica del dren Victoria y el río González, la siguiente sección presenta la simulación numérica de dos escenarios posibles en los que se consideran dragado en el dren victoria, la desembocadura del río González y la conexión con la laguna de Mecoacán.

1.3 Propuestas de alternativas de alivio en la llanura de inundación

Dadas las condiciones de afectación observadas en la Figura 4.2, se requiere plantear alternativas de alivio a dicho escenario de inundación. En años recientes, la filosofía mundial del diseño de alternativas de alivio a inundaciones no involucra la desaparición completa de la inundación, sino su control a través del diseño con los procesos físicos presentes en el río. Para el sistema en estudio, el drenaje de este excedente de agua hacia esta zona tiene como propósito el aprovechamiento de la laguna de Mecoacán como zona de amortiguamiento de la inundación. Así entonces, se requiere incrementar la capacidad hidráulica de la conexión entre el río González y este cuerpo lagunar.

La superficie de la laguna Mecoacán es suficiente para confinar un volumen importante de agua la forma de laguna es irregular y alargada, su longitud máxima es de 12 km y en su parte más ancha mide 5.5 km, abarcando un área alrededor de 62 km². Del mismo modo, su drenaje es hacia el Golfo de México, con la diferencia de que la laguna Mecoacán lo hace a través de la barra de Dos Bocas (tiene un anchura de 300 m.) y el río González por la barra de Chiltepec.

Tal y como se reportó en el capítulo 2 el arroyo Hondo, conexión entre el río González y la laguna Mecoacán, presenta una baja eficiencia hidráulica conduciendo un gasto del orden de 60 m³/s. Este caudal está limitado por las dimensiones del arroyo con una anchura de 40 m y con profundidades menores de 1.5 m. Por tal motivo, dentro de las alternativas de solución, es imprescindible considerar la ampliación de este cuerpo de agua.

Por otro lado, la modelación numérica indica que de no ampliarse la capacidad del dren Victoria no es posible transitar el gasto extraordinario asociado a un $Tr=100$ años. En todos los instantes presentados a lo largo de esta simulación numérica se producen grandes problemas de inundación, lo que señala la importancia de generar las obras necesarias para conducir este flujo de

inundación a través del cauce del río y el dren, para dirigir los flujos lejos de las zonas habitadas dentro del dominio de cálculo.

Así entonces, las alternativas que se proponen en esta tesis son variaciones de ampliación/dragado del dren Victoria/río González. Considerando una ampliación/dragado del arroyo Hondo que consiste en ampliar la anchura a 120m y un dragado a la cota -4.5m para este cuerpo de agua. Estas alternativas se proponen con el objetivo de incrementar la capacidad hidráulica de ambos, el río y su conexión, con lo que se espera lograr una mejor conducción de la avenida extraordinaria hacia el mar.

Para tal efecto se propone la modelación del incremento de diferentes anchuras en el Dren Victoria: 240 m, 300 m, 380 m, y 600 m. Con el objetivo de ampliar considerablemente la capacidad hidráulica del dren, se consideran de forma simultánea bajo todos estos escenarios de ampliación, un dragado del dren/río a la cota de -9 m.

Adicionalmente, con la finalidad tener la mayor información posible respecto a una mejor alternativa de solución, se realizaron una segunda ronda de modelaciones en las que se considera un dragado a una cota de 7.5m para los anchuras de 240 y 365m. La Figura 4.3 presenta un diagrama con las alternativas de alivio simuladas.

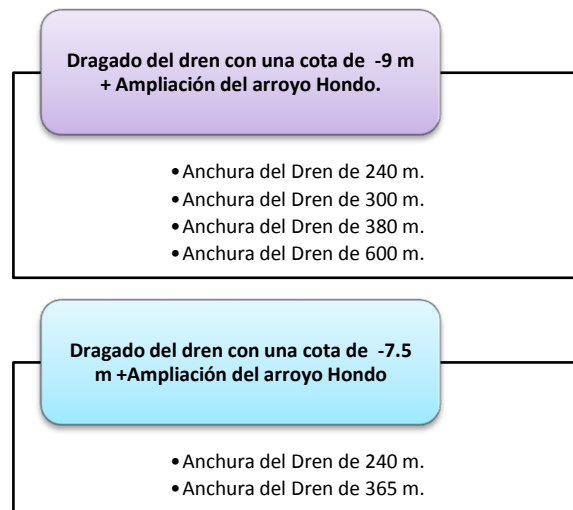


Figura 1.3 Diagrama de las alternativas en la llanura de inundación

Como parte del análisis de los resultados obtenidos bajo todos estos escenarios, en las siguientes Figuras se presentan los resultados finales del forzamiento de la avenida de diseño ($Tr=100$ años) bajo todas las alternativas propuestas en la Figura 4.3.

La Figura 4.4 introduce los resultados correspondientes a la ampliación del Dren Victoria hasta 240 m y su dragado a una cota de -9 m. En esta Figura es posible apreciar que la mancha de inundación disminuye en comparación con la

obtenida en la condición original del cauce en la que el dren Victoria tiene una cota de -4 m y una anchura de 100 m.

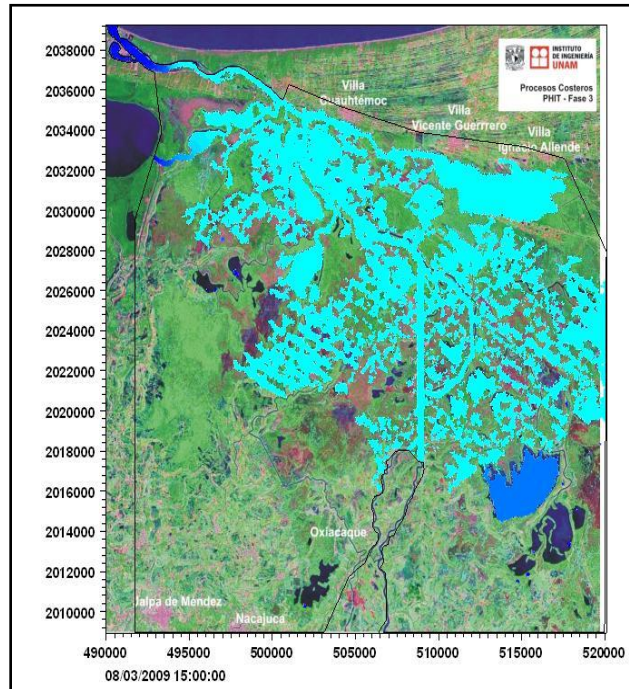


Figura 1.4 Condición final de la alteración con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 240 m. y una profundidad de 9 m.

Por otra parte, la ampliación del dren Victoria a una anchura de 300 m y un dragado a la cota -9m se presenta en la Figura 4.5. En este caso, el resultado del estado final del sistema bajo esta condición luce bastante similar al presentado en la Figura 4.4. La zona de afectación en uno y otro caso parecen ser las mismas. Esto indica que no hay un incremento considerable en la eficiencia hidráulica del cauce.

La Figura 4.6 presenta los resultados obtenidos bajo las condiciones definidas en la tercera alternativa. Es decir, considerando una anchura del dren Victoria de 380 m y un dragado a la cota -9m. Este resultado señala una reducción considerable en el área de inundación obtenida. Específicamente se nota un alivio en la zona central del dren, cerca de su inicio.

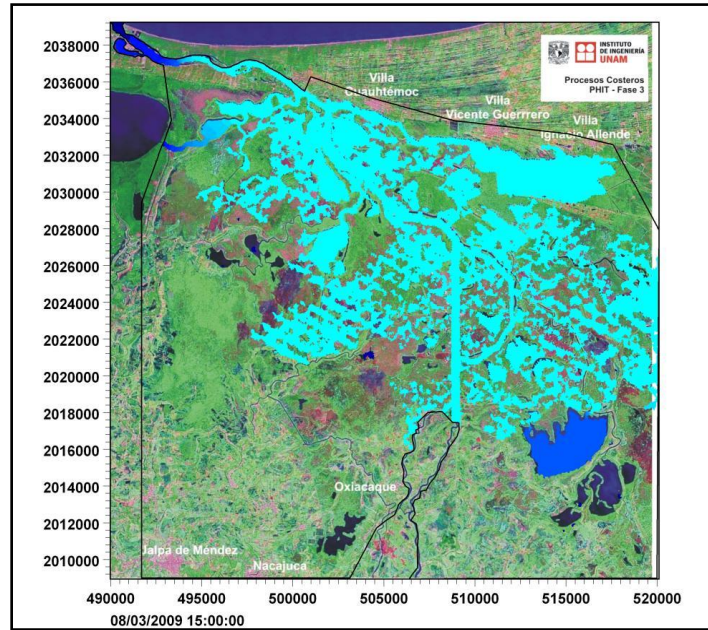


Figura 1.5 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 300 m. y una profundidad de 9 m.

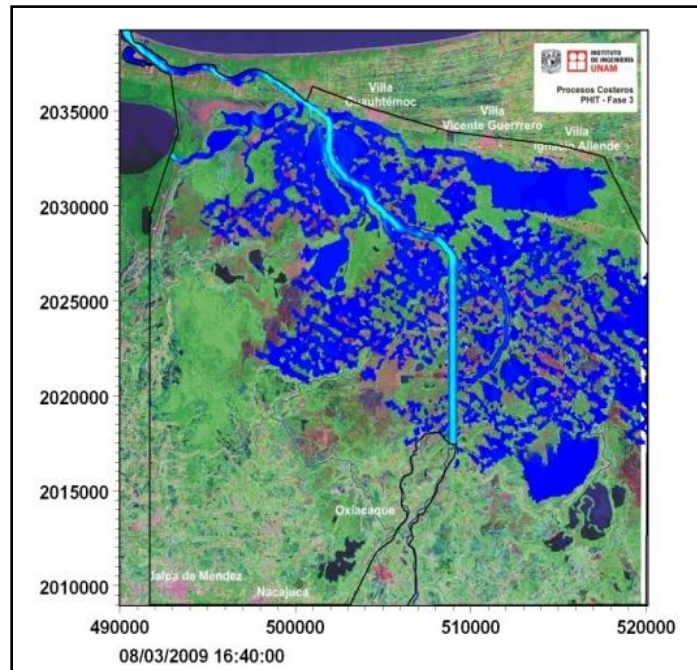


Figura 1.6 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 380 m. y una profundidad de 9 m.

Por último, la anchura de 600 m es la condición más amplia simulada en este trabajo. Los resultados asociados a la modelación del tránsito de la avenida extraordinaria en un cauce de esta anchura se presentan en la Figura 4.7.

Si bien el construir un dren con las dimensiones propuestas en esta condición representa un costo muy elevado de las obras hidráulicas, se determinó simular esta condición con el propósito de reportar que tanto se alivia la condición final del área inundada. Tal y como se aprecia en la Figura 4.7 la inundación es efectivamente reducida por el canal propuesto ya que se mitigan las inundaciones observadas en los cuerpos lagunares centrales reportadas en las figuras anteriores.

Notablemente, a pesar del ensanchamiento propuesto en esta condición de alivio la inundación no es posible evadir un evento de inundación. Esto indica que el gasto transitado bajo estas condiciones de modelado representa un volumen de agua extraordinario, que es muy difícil conducir con éxito hasta la desembocadura del río González. Sin embargo, el escenario de inundación que se reporta es bastante menor al presentado en el capítulo 3 de esta tesis.

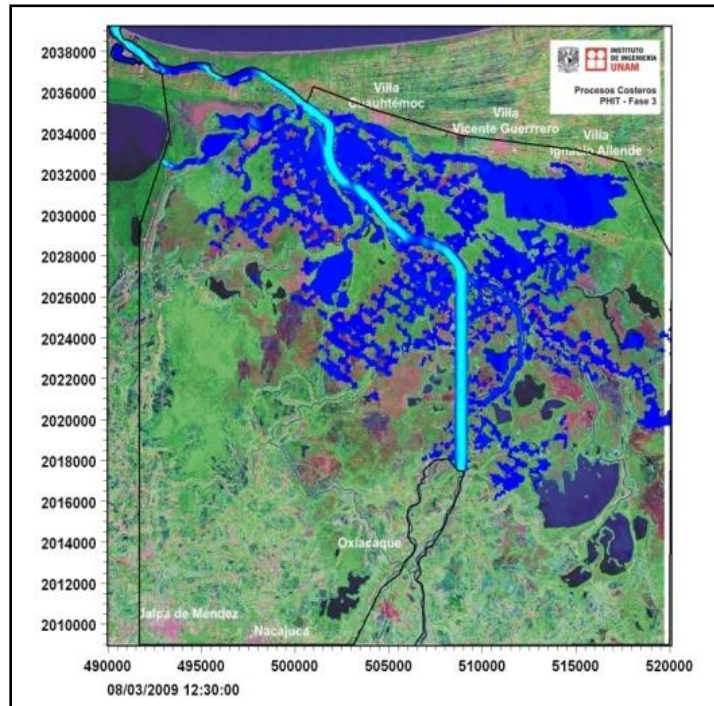


Figura 1.7 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 600 m. y una profundidad de 9 m.

A fin de estudiar posibles consecuencias en la reducción del costo de las obras de alivio propuesta en los escenarios hasta ahora mostrados, se presentan además dos modelaciones extra para condiciones de dragado a una profundidad de 7.5m.

La Figura 4.8 presenta los resultados bajo una alternativa que considera una anchura del dren Victoria de 240m y una profundidad de dragado de 7.5m. Tal y como se aprecia, el estado final del sistema es muy parecido al obtenido bajo una condición de dragado de 9m de profundidad. En la sección posterior, se presenta el cálculo exacto de las áreas de inundación a fin de proveer información cuantitativa respecto a la inundación generada bajo cada condición simulada.

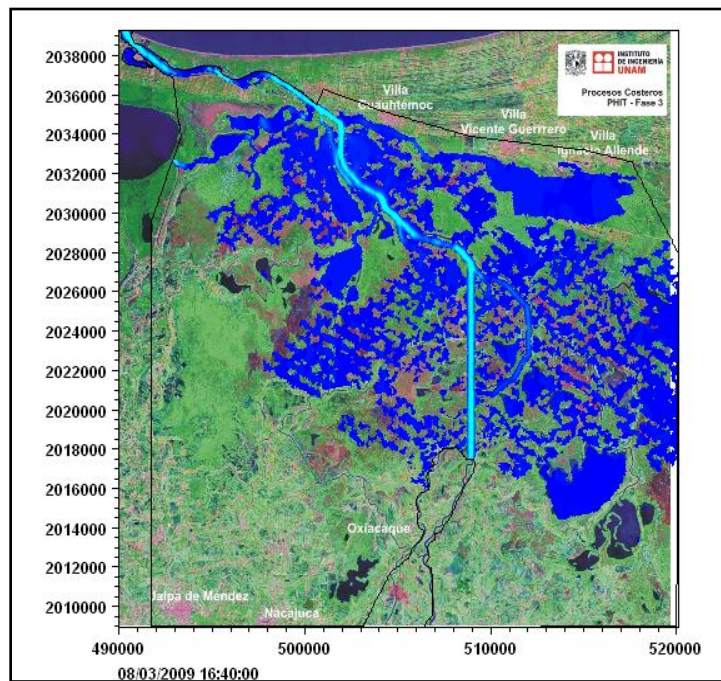


Figura 1.8 Condición final de la alternativa con la ampliación de la anchura del Dren Victoria a 240 m. y una profundidad de 7.5 m.

Por último, la Figura 4.9 ilustra los resultados obtenidos del tránsito de la avenida en un dren de anchura de 365m y profundidad de dragado de 7.5 m. El estado final del sistema indica una reducción considerable del área de inundación.

De todos los resultados obtenidos bajo las condiciones simuladas, se puede establecer que en la zona baja del río González, es muy difícil evitar al 100% la inundación generada por una avenida extraordinaria ($Tr=100$ años). En el caso de desviar una avenida con estas características a esta zona, es evidente que se puede afectar a los poblados en esta zona. Sin embargo de realizarse obras de ampliación en la capacidad hidráulica del cauce del río, es posible mitigar la

inundación en zonas pobladas sin que esta se evite por completo. De hecho, la mayor parte de los casos de alivio simulados indicaron que la zona inundada corresponde a zonas deshabitadas compuestas por llanuras y pantanos.

Estos resultados indican la necesidad de incrementar la capacidad hidráulica del dren Victoria, río González y su conexión con la laguna de Mecocacán a fin de evitar la afectación de zonas pobladas en esta región.

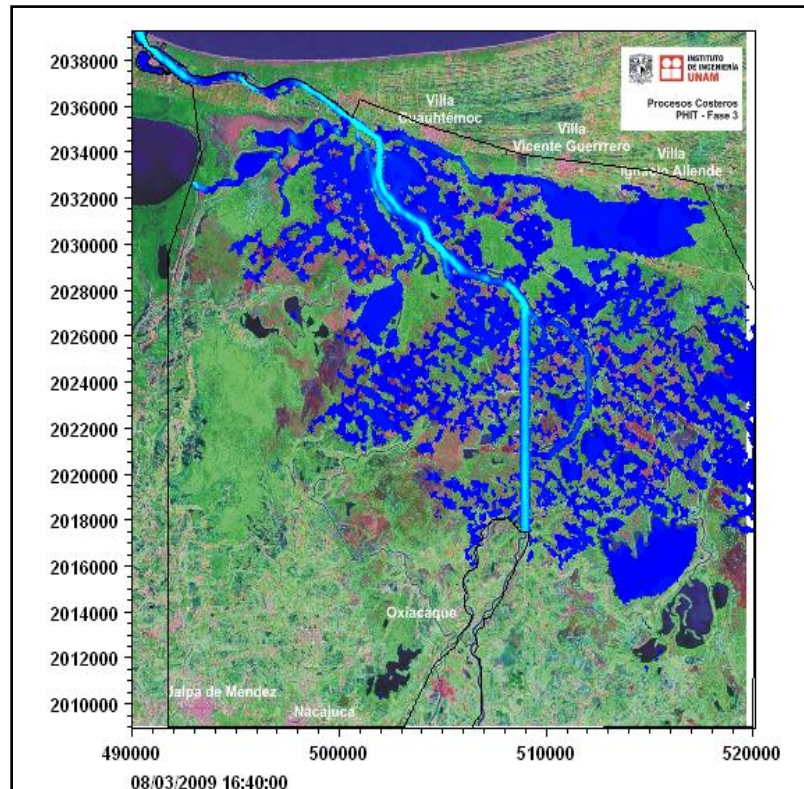


Figura 1.9 Condición final de la alternativa con ampliación de la anchura del Dren Victoria a 365 m. y profundidad de 7.5 m.

1.4 Análisis de las alternativas de alivio en la llanura de inundación

Con el objetivo de complementar el análisis de los resultados presentados en la sección anterior, se presenta la cuantificación de las áreas de inundación obtenidas bajo cada escenario modelado numéricamente. Esto con el fin de establecer una relación de costo/beneficio que señale, aunque sea de forma indicativa, la mejor solución posible de las estudiadas en este trabajo de investigación.

El análisis de las alternativas consiste en lo siguiente:

- Calcular las áreas de inundación para cada alternativa, en su condición final.
- Obtener volúmenes de dragado de acuerdo a la profundidad y anchura utilizadas en la simulación.
- Determinar el costo de dragado para cada alternativa (para ello se utiliza un costo nominal de \$60.00 pesos/m³).
- Comparar resultados de costo y áreas obtenidas para cada alternativa de solución a fin de establecer cuál es la más conveniente.

1.4.1 Cálculo de áreas de inundación

El cálculo de áreas de inundación se realizó para el estado final del sistema, bajo todos los escenarios estudiados. Para ello se utilizó el programa de cómputo AutoCAD, por medio de la escala del dominio de cálculo se trazaron polígonos de inundación para calcular el área inundada indicada en cada resultado de simulación. Los resultados obtenidos de este procedimiento se presentan en la Tabla 4.1, donde se aprecia que no hay un incremento considerable en el área de inundación si se reduce el volumen de dragado. Este resultado es significativo, ya que indica el posible ahorro en este tipo de obra.

Anchura del dren/ cota de dragado	240	300	380	600
7.5m	130.6450	-	123.8763	-
9 m	124.84	122.00	118.06	65.61

Tabla 1.1 Áreas de inundación para cada escenario de alivio simulado en km²

1.4.2 Obtención de volúmenes y costo del dragado

A fin de cuantificar el volumen y costo del dragado propuesto en los escenarios simulados, se determinó de forma indicativa una sección tipo para la ampliación del Dren Victoria.

La Figura 4.10 presenta los perfiles estudiados para la sección transversal del cauce. En color naranja se indica la condición actual del dren con una anchura de 100 m y una profundidad de 5 m. En color rojo se presenta la opción que considera una anchura de 240 m y una profundidad de 9 m; por otra parte, en color amarillo se ilustra la sección correspondiente a un dren de 300 m de anchura y 9 m de profundidad. Por último, en colores marrón y rosa se señalan las secciones para un dren con anchuras de 380 y 600 m respectivamente.

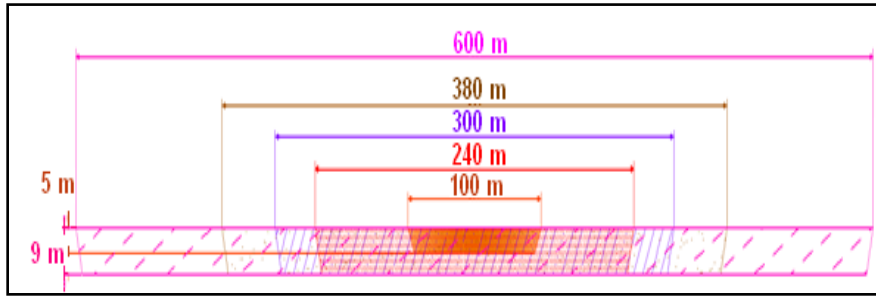


Figura 1.10 Secciones del dren Victoria con diferentes anchuras, con una profundidad de 9 m.

Así mismo, para las condiciones de dragado a una profundidad de 7.5m se calcularon las secciones transversales del dren Victoria. Estas se presentan en la Figura 4.11, en la que en verde se presenta la sección para el dren con anchura de 240 m y en color turquesa se presenta la sección de anchura 365 m.

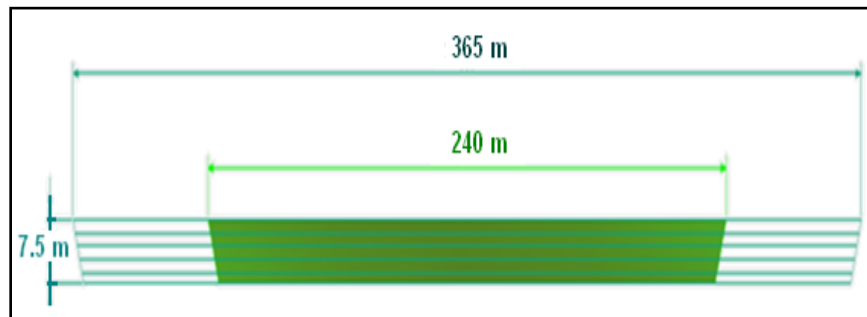


Figura 1.11 Secciones del dren Victoria con diferentes anchuras, con una profundidad de 7.5 m.

Así, el área transversal de dragado se obtuvo por medio del cálculo de las áreas de las secciones del dren menos el área de la sección del dren actual, dada por una anchura de 100 m y profundidad de 5 metros.

Para determinar el volumen de dragado, se multiplicó el área transversal de dragado obtenida por la longitud de dragado propuesta que para todos los casos es idéntica (~20.572 km). Se entiende por dragado a la operación de remoción de sedimentos en ríos, lagos, canales y puertos; con la finalidad de que al aumentar la profundidad, se incremente la capacidad hidráulica. La Tabla 4.2 presenta los resultados derivados para el área de dragado.

Anchura del dren	Área de la Sección (h _{dragado} =9m)	Área por Dragar (h _{dragado} =9m)	Área de la Sección (h _{dragado} =7.5m)	Área por Dragar (h _{dragado} =7.5m)
------------------	---	--	---	--

m	m²	m²	m²	m²
100*	475.00		-	-
240	2,115.00	1,640.00	1,762.50	1,287.50
300	2,655.00	2,180.00	-	-
380	3,375.00	2,900.00	123.8763	123,876,300.00
600	5,355.00	4,880.00	-	-

Tabla 1.2 Áreas de dragado para los diferentes escenarios de alivio propuestos, el renglón correspondiente a 100 m. de anchura representa la condición actual

Para determinar el costo aproximado de la obra propuesta, se utilizó un costo de dragado por metro cúbico de \$60.00 pesos/m³.

La Tablas 4.3 y 4.4 presentan los resultados obtenidos de costo aproximado para cada dren estudiado en este capítulo. Por claridad en la comparación, la Tabla 4.3 incluye el resultado de área de inundación para la condición actual del cauce.

Anchura del dren (m)	Área de inundación Km²	Volumen dragado m³	Costo en millones de \$
100*	229.2596		\$0.00
240	124.8443	33,738,244.00	\$2,024.29
300	122.0015	44,847,178.00	\$2,690.83
380	118.0600	59,659,090.00	\$3,579.55
600	65.6142	100,391,848.00	\$6,023.51

Tabla 1.3 Los valores del área de inundación, el volumen de dragado y el costo para una profundidad de 9 m.

Anchura del dren m	Área de inundación Km²	Volumen dragado m³	Costo en millones de \$
240	130.6450	26,486,578.75	\$1,589.19
365	123.8763	45,772,922.50	\$2,746.38

Tabla 1.4 Los valores del área de inundación, el volumen dragado y el costo para una profundidad de 7.5 m

Con el objetivo de comparar cuantitativamente, el costo, área de inundación y volumen de dragado para cada escenario de alivio simulado, esta sección introduce comparaciones entre estas variables. Esto permitirá determinar cuál de estos escenarios representa el mejor de todos, desde un punto de vista económico y de consecuencias esperadas.

La Figura 4.12 representa la relación entre el área de inundación y la anchura de dragado (para ambas profundidades de dragado estudiadas). La línea discontinua representa los resultados para drenes con profundidades de 9 m, mientras que la línea continua representa los resultados para drenes con profundidad de dragado de 7.5 m. Los resultados presentados indican que para ambas profundidades de dragado, las consecuencias en términos del área de inundación son bastante similares para drenes con anchuras de 240, 300 y 380 m. A pesar de que las áreas de inundación son mayores para drenes con una profundidad de 7.5 metros, la diferencia no es sustancial en términos del área de inundación obtenida. Con lo cual se anticipa una posible reducción en el costo del dren final.

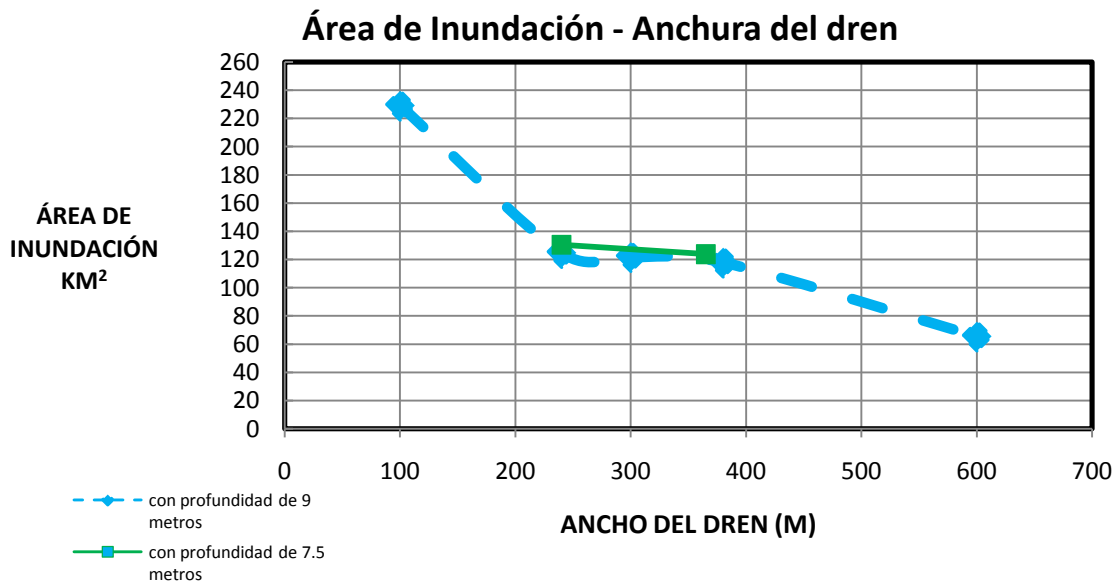


Figura 1.12 Relación entre el área de inundación y la anchura del dren para los escenarios simulados

1.4.3 Relación entre la anchura del dren y el costo de dragado

Por otra parte, es posible relacionar la anchura y profundidad del dren propuesto respecto al costo de dragado que implicaría la generación de una obra de este tipo.

La Figura 4.13 presenta la comparación de los resultados para todas las simulaciones presentadas en esta tesis. Naturalmente, se verifica que a mayor anchura y profundidad del dren propuesto menor inundación pero mayor costo en la obra. Cabe resaltar que se aprecia una relación lineal entre el costo de dragado y las dimensiones del dren, ya que para 600m de anchura se tiene un costo aproximado de \$6,000 MDP. La línea punteada corresponde a la relación obtenida para un dren con profundidad de dragado de 9m, mientras que la línea continua representa la relación obtenida para una profundidad de 7.5m. Como era de esperarse, el costo de un dren de 7.5m es menor al de uno de 9m. Si la

Figura 4.13 se analiza a la luz de los resultados que se presentan en la Figura 4.14, se verifica que para drenes con la misma anchura y distinta profundidad, esta última variable no es determinante en el área de inundación resultante. Esto indica que probablemente es más conveniente construir un dren de menor profundidad a 9m inicialmente propuestos.

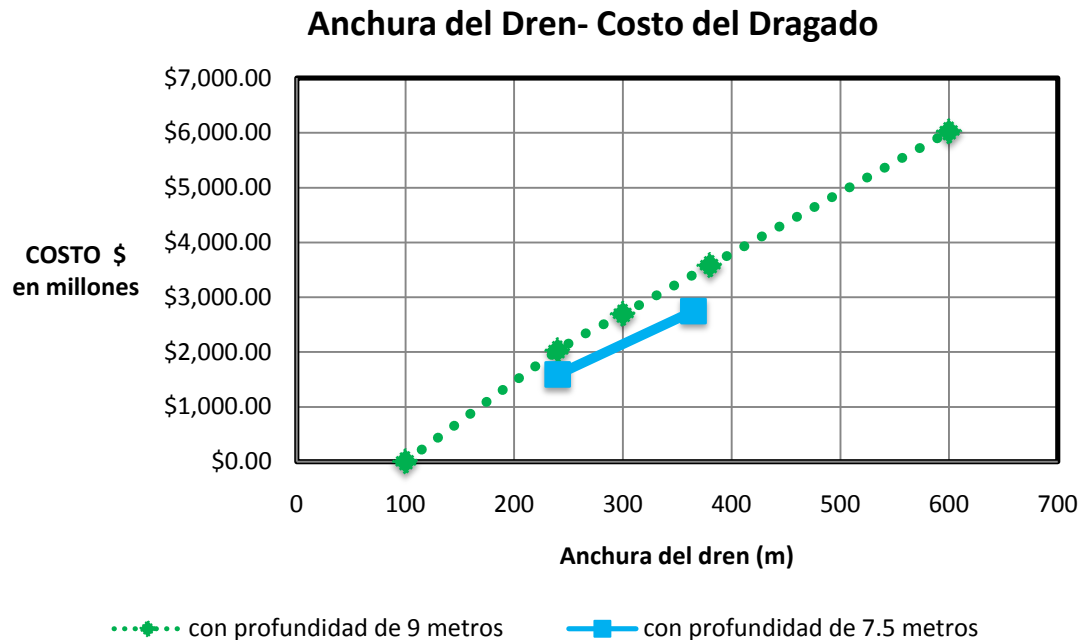


Figura 1.13 Relación entre la anchura del dren y el costo de dragado para los escenarios simulados

1.4.4 Relación del área de inundación y el costo

Por último, una relación que es importante establecer para la determinación de la solución de alivio óptima, es la que corresponde a la dependencia el área de inundación y el costo del dragado.

La Figura 4.14 presenta los resultados asociados a todas las opciones de alivio simuladas dentro de este trabajo de investigación. La línea punteada representa los resultados obtenidos para drenes con profundidad de dragado de 9m, mientras que la línea continua representa los resultados obtenidos para un profundidad de 7.5m. De acuerdo con la comparación de los resultados respecto a costo vs área afectada, se puede concluir que no hay mucha diferencia en el costo entre el dren de 240 m y el de 300 m. Más aún, el dren con una anchura de 240 m y profundidad de 7.5 m, representa la mejor alternativa de todas las estudiadas en este capítulo.

Para drenes de la misma anchura 240m, el área de inundación estimada para un dren con profundidad de 9 m es de 124.84 km², mientras que para uno con una profundidad de 7.5 m, resulta una superficie de inundada de 130.645 km². La

diferencia entre ambas áreas de inundación es de 5.8 km². Sin embargo, la diferencia respecto a los costos calculados es significativa dado que un dren con profundidad de 9 m tendría un costo de \$2,024.29 millones, mientras que uno con profundidad de 7.5 m cuesta \$1,589.19 millones. Ubicando la diferencia entre ambas inversiones en \$435 millones.

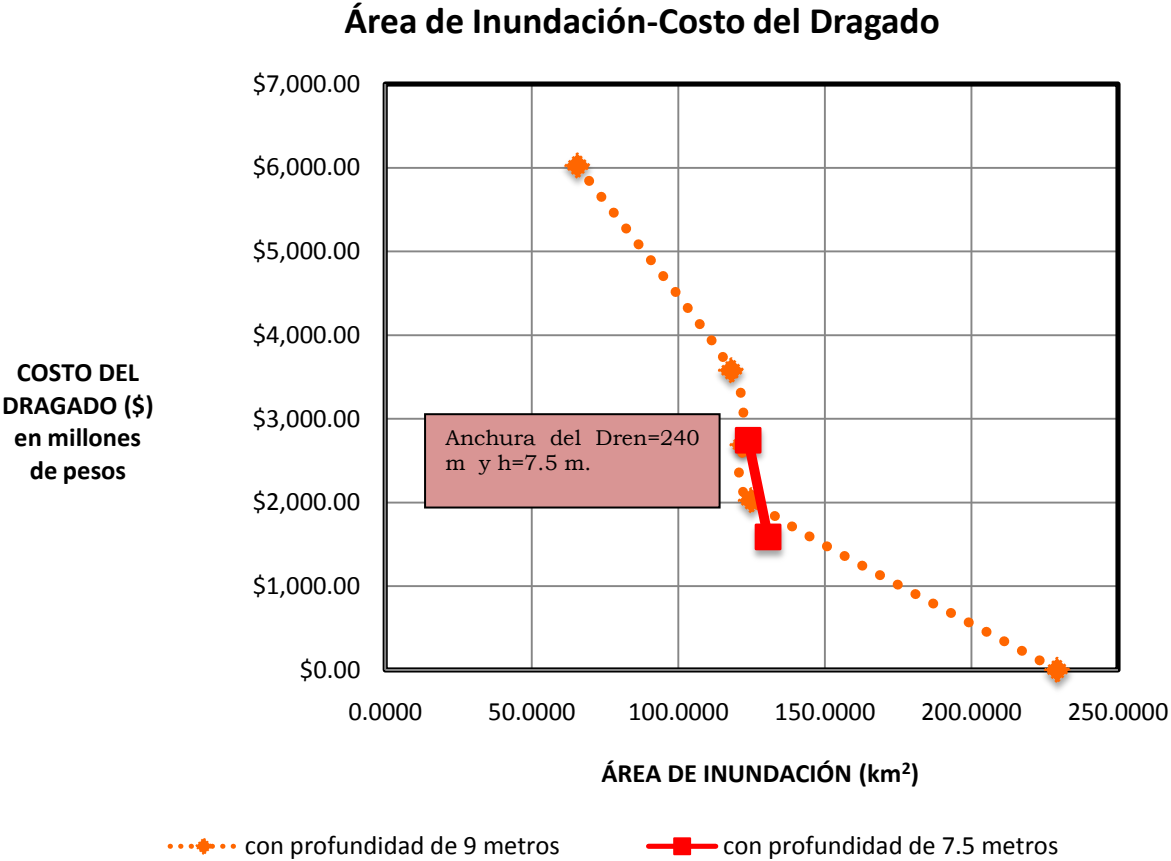


Figura 1.14 Relación entre el área del dren y el costo del dragado para los escenarios simulados

Conclusiones

El objetivo general de este trabajo, consistió en la generación de información y la aplicación de modelos matemáticos, a fin de valorar los efectos de drenaje de grandes caudales hacia la zona de la desembocadura del Río González, Tabasco. Para ello, se consideró el estudio de todos los procesos físicos involucrados en el incremento del riesgo de inundación de las zonas bajas costeras (p.ej. gastos extraordinarios y variación en el nivel del mar).

Así entonces, los trabajos realizados se desarrollaron a través de dos vías: Por una parte se recopiló información base a través de una campaña de campo intensa, y por otra se adaptó y aplicó un modelo numérico que permitió estudiar los procesos involucrados en la generación de inundación. Además, se evaluaron posibles obras de alivio en el cauce del río González, a fin de incrementar la capacidad hidráulica en el río para conducir un caudal extraordinario.

A partir de los resultados obtenidos se pudo comprobar que el modelo numérico utilizado, fue capaz de reproducir las condiciones medidas en la desembocadura y cauce del río González. Esto permitió su utilización para la simulación de escenarios extremos en el sistema, cuyos resultados indican que bajo condiciones actuales del cauce, no es posible transitar el gasto extraordinario asociado a un $Tr= 100$ años, debido a que excede su capacidad hidráulica. De acuerdo con los resultados numéricos, la zona más vulnerable dentro de este sistema, fue la que componen las lagunas de El Proyecto y Bayasucia, que representa una zona baja que se encuentra deshabitada, la cual presentó inundaciones bajo todas los escenarios extremos de operación simulados. El tránsito de una avenida extraordinaria con $Tr=100$ años, hizo posible la identificación de poblaciones expuestas a inundación bajo estas condiciones (Ignacio Allende, Villa Unión y Simón Sarlat). Por lo que se señala la necesidad de implementación de obras adicionales (dragado y ampliación de drenes) que consideren el incremento en la capacidad hidráulica del cauce y la conexión con la laguna de Mecoacán.

Así, las alternativas simuladas incluyeron la ampliación del arroyo Hondo (conexión con Mecoacán) y la ampliación y el dragado del dren (anchura y profundidad). En el primer conjunto de simulaciones, se consideró un dragado a la cota de -9 m del dren Victoria y se probaron diversas anchuras: 240, 300, 380 y 600 m. A partir de los resultados obtenidos, se resaltó que la anchura de 600 m redujo significativamente el área de inundación, en comparación a las demás alternativas. Sin embargo, el alto costo asociado a esta obra la hace inviable desde el punto de vista económico.

Con el propósito de examinar profundidades de dragado más económicas, se simularon dos opciones que consideran anchuras de 240 y 365m cada una, ambas con una profundidad de -7.5 m. Resultados obtenidos bajo estos escenarios, indicaron un comportamiento muy similar al registrado con una mayor profundidad, lo que revela que en el incremento de la capacidad hidráulica la profundidad es un factor menor en comparación con la anchura del dren.

Resultados obtenidos verificaron que no existe gran diferencia de costo entre la anchura del dren de 240 y el de 300 m. Además, la eficiencia hidráulica para el

drenaje de la avenida extraordinaria es similar en ambos casos. Por lo que se considera como mejor alternativa el dren de anchura de 240 m (menor costo).

Notablemente, los resultados derivados de esta investigación confirmaron que las alternativas presentadas no evitan las inundaciones, pero las reducen significativamente.

Referencias

Bitrán D.B., (2001), "Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el periodo de 1980-1999", Coordinación de Investigación, Área de Estudio Económico y Sociales CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres, (2000), "Evaluación del impacto económico de las inundaciones ocurridas entre septiembre y octubre de 1999 en el Estado de Tabasco"

CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres., CEPAL, Comisión Económica para América Latina., SEGOB, Secretaría de Gobernación., GET, Gobierno del Estado de Tabasco., (2008), "Tabasco: características e impacto socioeconómico de las inundaciones provocadas a finales de octubre y a comienzos de noviembre de 2007, por el frente número 4"

Comisión de Recursos Hidráulicos, (2008), "Informe de las inundaciones de 2007 en el estado de Tabasco", Diagnóstico Preliminar, Senado de la República.

CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, (2010), "Estadísticas del Agua en México", Coordinación del Servicio Meteorológico Nacional

CONAGUA, Comisión Nacional del Agua, (2010) "Comisión del río Grijalva", Archivo Histórico del Agua
<http://archivohistoricodelagua.info/mx/content/view/22/38/>
[Consultada en septiembre de 2010]

Consejo Editorial del Estado de Tabasco, (1982), "Atlas Histórico de Tabasco 1570-1981"
GET, Gobierno del Estado de Tabasco, (2008)
<http://www.tabasco.gob.mx/estado/index.php>
[Consultada en agosto de 2010]

Danish Hydraulic Institute, (2009), "MIKE21 Flow model Hydrodynamic module", Scientific documentation, pp.60

GET, Gobierno del Estado de Tabasco, "Programa de Reconstrucción y Reactivación para transformar Tabasco" (2008)
http://seplades.tabasco.gob.mx/seplades/pret/pdfs/pret_difinitivo.pdf
[Consultada en septiembre de 2010]

GET, Gobierno del Estado de Tabasco, "Tercer informe de Gobierno 2009" (2009), Plan Hídrico Integral de Tabasco
http://seplades.tabasco.gob.mx/seplades/pret/pdfs/pret_difinitivo.pdf
[Consultada en septiembre de 2010]

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía, (2010), "Mapa de regiones"
<http://mapserver.inegi.gob.mx/geografia/espanol/estados/tab/rh.cfm?c=444&e=32>
[Consultada en septiembre de 2010]

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía, (2010), “Mapa de climas”
<http://mapserver.inegi.gob.mx/geografia/espanol/estados/tab/clim.cfm?c=444&e=10>
[Consultada en septiembre de 2010]

INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía, (2010), “Mapa de precipitación promedio anual”
<http://mapserver.inegi.gob.mx/geografia/espanol/estados/tab/precipit.cfm?c=444&e=27>
[Consultada en septiembre de 2010]

Gamma L.C., Villanueva C.G., Macías M.V., Moguel E.O., Benítez B.D, (2008), “Inundaciones y lluvias extrema en Tabasco”, DACBIOL División Académica de Ciencias Biológicas de la UJAT Universidad Juárez Autónoma de Tabasco.

Maza A., (1997), “Cuenca Grijalva-Usumacinta, estudio de gran visión para las obras de protección de la planicie”, elaborado para la Subdirección General de Construcción, Gerencia Regional Sur, CONAGUA, y Subdirección Técnica, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil.

Navarro J.P., Toledo H.S, (2008) “Transformación de la cuenca del río Grijalva”, Noticias AMIP Asociación Mexicana de Infraestructura Portuaria, Marítima y Costera A.C, número 16, diciembre.

Ortiz M.P., Méndez A.L., (2000), “Componentes naturales y de suelo vulnerable a las variaciones del nivel del mar en la costa atlántica de México”, Investigaciones Geográficas, Boletín Instituto de Geografía num. 29, 1999.

Pedrozo Acuña, A., Medellín G.M, Rodríguez JP.R., Hidalgo LE.G., Osegueda AS.E., Amaro A.L., Mariño I.T., Enríquez C.O., Sosa A.H., Uc E., (2009), “Anexo 2. Informe final de salida de campo”, Procesos Costeros y Sistemas Lagunares PHIT-Fase 2, Coordinación de Hidráulica, IIUNAM.

Pedrozo Acuña, A., Medellín G.M, Rodríguez JP.R., Hidalgo LE.G., Osegueda AS.E., Amaro A.L., Mariño I.T., Enríquez C.O., Sosa A.H., Uc E., (2009), “Anexo 5.3 Mediciones en el sistema lagunar de Mecocacán y el río González”, Procesos Costeros y Sistemas Lagunares PHIT- Fase 2, Coordinación de Hidráulica, IIUNAM.

Pedrozo A.A., Medellín G.M., Rodríguez J.R., Hidalgo L.G., Osegueda A.E., Amaro A.L., (2009), “Plan Hídrico Integral de Tabasco fase 2”, Informe final, Capítulo 5.c Modelación de procesos costeros y sistemas lagunares, Instituto de Ingeniería UNAM, pp 90

Pedrozo A.A., Medellín G.M., Rodríguez J.R., Hidalgo L.G., Osegueda A.E., Amaro A.L., (2009), “Plan Hídrico Integral de Tabasco fase 2”, Informe final, Anexo 6 Descripción del modelo numérico del MIKE21, Instituto de Ingeniería UNAM, pp 90

PNUD, Programa de las Naciones Unidas para el desarrollo., (2010), “Inundaciones en Tabasco 2009, institucionalización de la prevención en tareas de recuperación”

Rosique P.J.A., (2006), “Cuencas Hidrográficas de Tabasco”
[http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Cuencas_hidrogr%C3%A1ficas.PNG#global usage](http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Cuencas_hidrogr%C3%A1ficas.PNG#global_usage)
[Consultada en septiembre de 2010]

Rubio H.G., Triana C.R., (2006), “Caso de Estudio: río Grijalva”, Programa Asociado de Gestión de Crecientes.

Sanders B.F., (2007), “Evaluation of on line DEMs for flood inundation modelling”, Advances in water resources, 30, 1831-1843

Servicio Meteorológico Nacional, “Mapas de precipitación del mes de octubre”
<http://smn.cna.gob.mx/>

Taboada R.V., (2006), “Modelos de aguas poco profundas obtenidos mediante la técnica de desarrollo asintóticos”

Velázquez G. V, (1994) “Los recursos hidráulicos del estado de Tabasco”, División Académica de Ingeniería y Tecnología, Centro de Investigación Universidad Juárez Autónoma de Tabasco

West R. C., Psuty N.P. y Thom B.G., (1987) “Las Tierras Bajas de Tabasco”, Gobierno de Tabasco, Instituto de Cultura de Tabasco.