



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

**INTERACCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA CARRETERA
CON FLUJOS DE INUNDACIÓN**

TESIS
QUE PARA OTORGAR EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
MARCO RODRIGO LÓPEZ LÓPEZ

TUTOR:
DR. ADRIÁN PEDROZO ACUÑA



Ciudad Universitaria, Marzo de 2014



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

A mi familia, a quienes les agradezco por creer en mí y por su ayuda incondicional.

A todos los que me apoyaron para escribir y concluir esta tesis.

Agradecimientos

Porque las cosas no suceden porque sí, porque somos la suma de todas aquellas personas que forjan nuestro camino en la vida, porque ellas hacen posible las oportunidades.

Quiero agradecer a quienes han trabajado a mi lado a lo largo de este trabajo; ya que su ayuda y paciencia han sido esenciales para mí.

Quiero agradecer especialmente a:

Al Dr. Adrián Pedrozo Acuña; quien cambió mi forma de pensar y me brindó su apoyo y confianza desde un inicio, y que como asesor de esta tesis me encaminó por el camino correcto y sentó las bases para llevar a cabo este trabajo.

Al Ing. Sergio Contreras Aguilar por sus enseñanzas en la vida profesional, por su amistad y por inculcarme el gusto por el diseño de drenaje en carreteras.

Gracias a mis Asesores M.º Adriana Cafaggi Félix, Dr. Oscar Pozos Estrada, Ing. Rodrigo Sepúlveda Hírose e Ing. Ernesto Mendoza Sánchez por sus oportunas observaciones y aportes para este trabajo.

A mis padres, ustedes son la razón principal por la cual me encuentro en esta etapa. Gracias por su apoyo incondicional a lo largo de mi vida. Gracias por permitirme ser quien quiero ser. A mis hermanos y a mi familia por apoyarme hasta en la más mínima empresa.

Quiero agradecer a mis compañeros de cubículo Miguel Laverde y Pedro Paredes por su asesoría en el manejo del software utilizado en este trabajo, a Juan Pablo Rincón por la información proporcionada para la construcción del capítulo tres de esta tesis; también a Roberto Real y a Iskra Mejía por su ayuda en el constante control del correcto avance de mis simulaciones. A Marce por todo su apoyo en los meses pasados y a Beto Álvarez quien me ha dado su apoyo, amistad y ha colaborado conmigo durante tantos años.

A mis amigos de licenciatura y a la Universidad Nacional Autónoma de México por darme la mejor formación que podría recibir.

Gracias a todos los que me han inspirado a seguir adelante... Siempre!

RESUMEN

Las inundaciones, ocasionadas por el desbordamiento de ríos, han tenido una repercusión muy negativa en el ámbito económico y social en diversas regiones del mundo (EM-DAT.2011). La dificultad asociada a la predicción de este tipo de fenómenos hace necesario el realizar estudios a un mayor detalle, a través de los cuales es posible proponer nuevas estrategias de mitigación y adaptación ante estos eventos (Michel-Kerjan, 2012). Tal y como lo señala Pedrozo-Acuña (2012), la nueva estrategia mundial para el manejo del riesgo generado por estos eventos extremos, recae no solamente en la construcción de obras de defensa como bordos, compuertas de derivación y dragado de los ríos; sino también en la incorporación de otras medidas de mitigación, que permiten reducir la severidad de los daños asociados a estos fenómenos (ej. adaptación de carreteras, cambios en el uso de suelo, etc.). Con el propósito de generar una ministración más eficiente de los recursos nacionales, es necesario reducir los costos que las inundaciones producen debido a los daños sobre caminos y puentes.

Para ello, es necesario considerar la interacción entre los flujos de inundación con la infraestructura carretera bajo condiciones de un clima que está cambiando. De tal suerte que la nueva infraestructura a construir, considere en su diseño, la interacción con los fenómenos extremos que se anticipan cada vez más frecuentes. La primordial motivación del trabajo propuesto, consiste en dar respuesta concreta a una pregunta fundamental. ¿Cómo se debería desarrollar la infraestructura carretera de una manera sustentable?, de tal suerte que se permita el transporte de nutrientes a zonas de alto valor ecológico (ej. humedales) y se minimicen los daños a los caminos y la población asentada en llanuras de inundación. Esta interacción no se limita exclusivamente a la suspensión de los servicios de comunicación terrestre por la presencia de agua sobre las llanuras de inundación y caminos, sino también incluye el impacto que la infraestructura existente y futura, tiene y tendrá respecto al agravamiento de las consecuencias esperadas en una región en particular (e.g. severidad de la inundación).

Diversos estudios han demostrado que la presencia de ambas, carreteras y puentes, pueden modificar los drenajes superficiales que se dan de forma natural en una llanura o cuenca. En este sentido, es de vital importancia evaluar la interacción entre infraestructura y flujos de inundación en aquellas regiones del país donde existan antecedentes. Uno de los casos más emblemáticos, se presentó en Noviembre de 2009, en la carretera federal que comunica el centro con el sureste de México.

Con el propósito de cumplir con el objetivo propuesto, este trabajo considera el modelado hidrológico de la amenaza para condiciones extremas de diseño, a fin de determinar la avenida de diseño asociada a un periodo de retorno de 100 años. Posteriormente se utilizará un modelo hidrodinámico bidimensional que resuelve las ecuaciones de aguas someras (DHI, 2011). Esto permitirá establecer los niveles y áreas de afectación bajo el forzamiento de esta avenida y en diferentes escenarios de construcción de la carretera. Por otro lado, la metodología incorpora la utilización de un modelo digital de elevaciones de alta calidad y precisión, generado a partir de una nube de puntos LiDAR (INEGI, 2008), así como datos de diversas estaciones climáticas en la región propiedad del Sistema Meteorológico Nacional.

Los escenarios fueron seleccionados a fin de evaluar las variaciones presentadas en los niveles de inundación y áreas de inundación en la llanura, de tal suerte que se a posible establecer la alteración del drenaje natural por la presencia de la carretera. Dentro de las conclusiones principales se observa que el cuerpo carretero ha ocasionado el remanso del agua, lo cual ha provocado que los niveles de inundación aumenten, debido a la obstrucción de los cauces naturales y una planeación que no consideró el desbordamiento de los cuerpos de agua. Los resultados muestran la evidente y urgente necesidad de renovación de la carretera con la necesidad de un proyecto de drenaje que funcione adecuadamente y ayude a disminuir los niveles de inundación en la zona.

CONTENIDO

| | |
|--|------------|
| CONTENIDO..... | iv |
| LISTA DE FIGURAS..... | vii |
| LISTA DE TABLAS..... | x |
| INTRODUCCIÓN | xi |
| OBJETIVOS | xiv |
| | |
| CAPÍTULO 1. ÁREA DE ESTUDIO | 1 |
| 1.1 Introducción..... | 1 |
| 1.2 Descripción general de la cuenca del río Tonalá..... | 3 |
| 1.3 Fisiografía del estado de Tabasco | 5 |
| 1.4 Hidrografía | 6 |
| 1.5 Descripción de la zona urbana | 8 |
| 1.6 Riesgos por inundaciones en Tabasco | 10 |
| 1.6.1 Inundaciones relevantes en el estado de Tabasco | 10 |
| 1.6.2 Colapso del puente “Tonalá I” | 14 |
| 1.7 Red de carreteras en el área de estudio | 15 |
| 1.7.3 Descripción geométrica de la carretera federal 180 en Tabasco | 23 |
| 1.8 Impacto ambiental generado por una carretera | 30 |
| 1.8.1 Impacto ambiental en la construcción de carreteras y sus medidas de mitigación por etapas | 32 |

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO 2. CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS EN ZONAS DE INUNDACIÓN | 33 |
| 2.1 Introducción..... | 33 |
| 2.2 Drenaje en carreteras | 34 |
| 2.2.1 Ubicación y cruce de una alcantarilla | 35 |
| 2.2.2 Tipos de obras de drenaje | 37 |
| 2.2.3 Diseño hidrológico de las alcantarillas..... | 41 |
| 2.3 Reconocimiento y ubicación de las obras de drenaje transversal existentes en la zona de estudio. | 43 |
| 2.3.1 Obras complementarias de drenaje | 50 |
| | |
| CAPÍTULO 3. MODELO HIDROLÓGICO | 53 |
| 3.1 Introducción..... | 53 |
| 3.2 Descripción del modelo | 55 |
| 3.2.1 Método de Shepard | 58 |
| 3.2.2 Factor de olvido | 64 |
| 3.3 Simulación de la avenida de diseño | 66 |
| | |
| CAPÍTULO 4. MODELO HIDRODINÁMICO | 69 |
| 4.1 Introducción..... | 69 |
| 4.2 Descripción del modelo | 72 |
| 4.2.1 Ecuaciones de gobierno..... | 72 |
| 4.2.2 Resolución numérica e integración en el tiempo | 73 |
| 4.3 Puesta a punto del modelo numérico..... | 74 |
| 4.3.1 Definición de las condiciones de frontera | 83 |
| 4.3.2 Descripción de simulación de llanura de inundación sin presencia de la carretera..... | 84 |
| 4.3.3 Descripción de simulación de llanura de inundación con carretera sin alcantarillas..... | 87 |
| 4.3.4 Descripción de llanura de inundación con carretera y obras de drenaje existentes | 88 |
| | |
| CAPÍTULO 5. RESULTADOS | 91 |
| 5.1 Introducción..... | 91 |
| 5.2 Puntos de referencia para comparación de resultados..... | 92 |

| | |
|---|------------|
| 5.3 Profundidad total del agua | 93 |
| 5.4 Velocidad media del flujo de inundación..... | 97 |
| 5.5 Análisis por socavación en pilas del puente Tonalá I..... | 100 |
| 5.5.1 Socavación transversal bajo el puente | 102 |
| 5.5.2 Socavación local al pie de las pilas..... | 103 |
| 5.6 Escenario de inundación para un periodo de retorno $T_r=100$ años | 109 |
| | |
| CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN..... | 111 |
| 6.1 Introducción..... | 111 |
| 6.2 Conclusiones generales..... | 112 |
| | |
| REFERENCIAS | 115 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|-----------|
| <i>Figura 1.2.1 Ubicación del río Tonalá.....</i> | <i>3</i> |
| <i>Figura 1.2.2 Ubicación de la cuenca del río Tonalá.....</i> | <i>4</i> |
| <i>Figura 1.3.1 Fisiografía del estado de Tabasco.....</i> | <i>5</i> |
| <i>Figura 1.4.1 Regiones Hidrológicas de México.....</i> | <i>6</i> |
| <i>Figura 1.4.2 Formación del río Tonalá por los ríos Tancochapa y Zanapa.....</i> | <i>7</i> |
| <i>Figura 1.5.1 Ubicación del municipio de Agua Dulce en el estado de Veracruz.....</i> | <i>8</i> |
| <i>Figura 1.5.2 Municipios del estado de Tabasco.....</i> | <i>9</i> |
| <i>Figura 1.6.1 Inundación de la ciudad Villahermosa en Tabasco.....</i> | <i>11</i> |
| <i>Figura 1.6.2 Medidas de rehabilitación por inundación en la carretera Villahermosa- Coatzacoalcos en el año 2009.....</i> | <i>12</i> |
| <i>Figura 1.6.3 Aumento en el nivel del agua del río Usumacinta.....</i> | <i>13</i> |
| <i>Figura 1.6.4 Inundación de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa causado por el desbordamiento de los ríos Tonalá y Blasillo.....</i> | <i>14</i> |
| <i>Figura 1.6.5 Colapso del puente Tonalá I.....</i> | <i>15</i> |
| <i>Figura 1.7.1 Red de carreteras en el área de estudio.....</i> | <i>18</i> |
| <i>Figura 1.7.2 Dominio de estudio para la carretera Federal con número de ruta 180.....</i> | <i>20</i> |
| <i>Figura 1.7.3 Carretera Coatzacoalcos-Villahermosa del km 36+000.00 al km 56+000.00.....</i> | <i>22</i> |
| <i>Figura 1.7.4 Sección transversal tipo en terraplén.....</i> | <i>24</i> |
| <i>Figura 1.7.5 Sección transversal del tramo con corona de 30.00 m.....</i> | <i>25</i> |
| <i>Figura 1.7.6 Sección transversal tipo del tramo con corona de 9.00 m.....</i> | <i>25</i> |
| <i>Figura 1.7.7 Diagrama de movimientos direccionales del tramo carretero en estudio.....</i> | <i>27</i> |
| <i>Figura 1.7.8 Tramo del km 36+000.00 al km 42+000.00.....</i> | <i>27</i> |
| <i>Figura 1.7.9 Tramo del km 42+000.00 al km 48+000.00.....</i> | <i>28</i> |
| <i>Figura 1.7.10 Entronque hacia "La Venta" en la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa.....</i> | <i>29</i> |
| <i>Figura 1.8.1 Construcción de terraplén cortando el cauce natural del estero Gallo Sapukay en Argentina.....</i> | <i>31</i> |
| <i>Figura 2.2.1 Esquema del Esviaje de una alcantarilla.....</i> | <i>36</i> |
| <i>Figura 2.2.2 Alcantarilla de Lámina.....</i> | <i>37</i> |
| <i>Figura 2.2.3 Alcantarilla tubular de concreto.....</i> | <i>37</i> |
| <i>Figura 2.2.4 Alcantarilla de tubo de polietileno de alta densidad.....</i> | <i>38</i> |
| <i>Figura 2.2.5 Salida de tubo de concreto de 0.90 m de Φ empotrada en cabezote.....</i> | <i>38</i> |
| <i>Figura 2.2.6 Corte longitudinal de tubo de concreto para proyecto tipo.....</i> | <i>38</i> |

| | |
|---|-----------|
| <i>Figura 2.2.7 Proyectos tipo de corte longitudinal de alcantarilla tubular y cabezote de concreto</i> | <i>39</i> |
| <i>Figura 2.2.8 Cajón de concreto de 6.00 x 6.00 m</i> | <i>40</i> |
| <i>Figura 2.2.9 Losa de drenaje</i> | <i>40</i> |
| <i>Figura 2.2.10 Corte transversal de losa de drenaje para proyecto tipo</i> | <i>40</i> |
| <i>Figura 2.2.11 Ejemplo de alcantarillas funcionando a superficie libre.....</i> | <i>42</i> |
| <i>Figura 2.3.1 Losa de 6.00 x 3.00 m en la estación 37+138.65 del cuerpo A.</i> | <i>44</i> |
| <i>Figura 2.3.2 Losa de 6.00 x 3.00 m en la estación 37+249.93</i> | <i>45</i> |
| <i>Figura 2.3.3 Cajón de 2.00 x 2.00 m en la estación 43+054.10 Cuerpos A y B</i> | <i>46</i> |
| <i>Figura 2.3.4 Losa doble de concreto de 6.00 x 2.00 m en la estación 52 +591.88.....</i> | <i>48</i> |
| <i>Figura 2.3.5 2 tubos de concreto de 1.50 m de Φ en la estación 53+151.93.....</i> | <i>49</i> |
| <i>Figura 2.3.6 Canal de drenaje pluvial entre los cuerpos A y B del km 42+160.00-44+460.00</i> | <i>50</i> |
| <i>Figura 2.3.7 Bordillos en la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa</i> | <i>51</i> |
| <i>Figura 2.3.8 Lavaderos en la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa</i> | <i>51</i> |
| <i>Figura 3.2.1 Modelo digital de elevación para la cuenca del río Tonalá.....</i> | <i>56</i> |
| <i>Figura 3.2.2 Tipo y uso de suelo para la cuenca del área de estudio</i> | <i>64</i> |
| <i>Figura 3.3.1 Gráfica de Hidrograma de salida $T_r=100$ años.....</i> | <i>67</i> |
| <i>Figura 4.1.1 Modelo digital de elevación para el análisis hidrodinámico. INEGI.....</i> | <i>71</i> |
| <i>Figura 4.3.1 Imagen de satélite de la zona de estudio</i> | <i>75</i> |
| <i>Figura 4.3.2 Shape de la red carretera de la zona de estudio.....</i> | <i>76</i> |
| <i>Figura 4.3.3 Ubicación coordenada de las alcantarillas. MATLAB.....</i> | <i>77</i> |
| <i>Figura 4.3.4 Ubicación de alcantarillas utilizando Flow Model</i> | <i>78</i> |
| <i>Figura 4.3.5 Esquema de Ubicación de estructuras (Culvert Localization).....</i> | <i>79</i> |
| <i>Figura 4.3.6 Digitalización y representación de las alcantarillas en Flow Model.....</i> | <i>79</i> |
| <i>Figura 4.3.7 Definición de la geometría de la sección transversal de las alcantarillas</i> | <i>80</i> |
| <i>Figura 4.3.8 Esquema de la longitud total de una alcantarilla.....</i> | <i>80</i> |
| <i>Figura 4.3.9 Definición de geometría y atributos de la losa de drenaje de la estación 41+900.72</i> | <i>81</i> |
| <i>Figura 4.3.10 Diferentes resoluciones de la malla</i> | <i>82</i> |
| <i>Figura 4.3.11 Condiciones de Frontera del Dominio</i> | <i>84</i> |
| <i>Figura 4.3.12 Triangulación de Malla (llanura de inundación sin presencia de carretera)</i> | <i>85</i> |
| <i>Figura 4.3.13 Interpolación y topografía del cuerpo carretero. Simulación sin carretera (Primera Simulación)</i> | <i>86</i> |
| <i>Figura 4.3.14 Triangulación e interpolación de la malla. Simulación con carretera (Segunda simulación).....</i> | <i>87</i> |
| <i>Figura 4.3.15 Triangulación de Malla. Carretera con alcantarillas (Tercera Simulación).....</i> | <i>88</i> |
| <i>Figura 4.3.16 Interpolación y ubicación de alcantarillas (tercera simulación)</i> | <i>89</i> |

| | |
|---|------------|
| <i>Figura 5.2.1 Puntos de referencia para comparación de parámetros de estudio</i> | <i>93</i> |
| <i>Figura 5.3.1 Valores máximos de profundidad total del agua</i> | <i>94</i> |
| <i>Figura 5.3.2 Gráfica de profundidad total del agua</i> | <i>95</i> |
| <i>Figura 5.3.3 Gráfica de las áreas de inundación.....</i> | <i>96</i> |
| <i>Figura 5.4.1 Valores máximos de velocidad media del flujo de inundación.....</i> | <i>98</i> |
| <i>Figura 5.4.2 Gráfica de velocidad media del flujo.....</i> | <i>100</i> |
| <i>Figura 5.5.1 Esquema de la socavación local al pie de las pilas (HEC-18.2012).....</i> | <i>104</i> |
| <i>Figura 5.5.2 Formas comunes para pilas (HEC-18.2012).....</i> | <i>105</i> |
| <i>Figura 5.5.3 Colapso del puente Tonalá I, en donde se aprecia el tipo de apoyo.</i> | <i>107</i> |

LISTA DE TABLAS

| | |
|--|------------|
| <i>Tabla 1.7.1 Longitud de la red carretera del estado de Tabasco.....</i> | <i>16</i> |
| <i>Tabla 1.7.2 Clasificación Geométrica de la red carretera en el área de estudio.....</i> | <i>17</i> |
| <i>Tabla 1.7.3 Red de carreteras con riesgo de inundación en el estado de Tabasco.....</i> | <i>19</i> |
| <i>Tabla 1.7.4 Estado físico del tramo carretero en estudio</i> | <i>21</i> |
| <i>Tabla 1.7.5 Sentidos de conducción. Carretera Villahermosa-Coatzacoalcos</i> | <i>26</i> |
| <i>Tabla 2.3.1 Alcantarillas 36+000.00-41+500.00. Cuerpo A.....</i> | <i>44</i> |
| <i>Tabla 2.3.2 Alcantarillas 36+000.00-41+500.00. Cuerpo B.....</i> | <i>44</i> |
| <i>Tabla 2.3.3 Alcantarillas 41+400.00-45+000.00. Cuerpo A.....</i> | <i>45</i> |
| <i>Tabla 2.3.4 Alcantarillas 41+400.00-45+000.00. Cuerpo B.....</i> | <i>46</i> |
| <i>Tabla 2.3.5 Alcantarillas 45+000.00 a km 56+000.00. Cuerpo A.....</i> | <i>47</i> |
| <i>Tabla 2.3.6 Alcantarillas 45+000.00 a km 56+000.00. Cuerpo B.....</i> | <i>48</i> |
| <i>Tabla 3.1.1 Valores del coeficiente C de la fórmula de Talbot para distintos tipos de terreno</i> | <i>54</i> |
| <i>Tabla 3.2.1 Clasificación hidrológica de los tipos de suelos según su permeabilidad</i> | <i>61</i> |
| <i>Tabla 5.3.1 Valores de la profundidad total del agua para los puntos de referencia.</i> | <i>95</i> |
| <i>Tabla 5.3.2 Área de las manchas de Inundación resultado de las simulaciones realizadas.</i> | <i>96</i> |
| <i>Tabla 5.4.1 Valores de la velocidad media máxima del flujo.....</i> | <i>99</i> |
| <i>Tabla 5.5.1 Coeficiente de arrastre longitudinal (SCT.2001).....</i> | <i>101</i> |
| <i>Tabla 5.5.2 Coeficiente de arrastre lateral (SCT.2001).....</i> | <i>101</i> |
| <i>Tabla 5.5.3 Factor de corrección k_1 para diferentes formas de punta de las pilas.....</i> | <i>105</i> |
| <i>Tabla 5.5.4 Factor de corrección k_2, para el ángulo de ataque del flujo.....</i> | <i>106</i> |
| <i>Tabla 5.5.5 Aumento de equilibrio en las profundidades de socavación, k_3 para la condición del cauce.....</i> | <i>106</i> |
| <i>Tabla 5.5.6 Valores de Socavación para un ángulo de ataque de flujo de 0.0°.....</i> | <i>108</i> |
| <i>Tabla 5.5.7 Valores de Socavación para un ángulo de ataque de flujo de 15°.....</i> | <i>108</i> |

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la infraestructura carretera; así como la utilización de nuevas tecnologías en la construcción de caminos, han tenido un gran avance como respuesta a la necesidad de tener un transporte terrestre más eficiente, y así poder comunicar las ciudades con base en una estrategia que favorezca el desarrollo económico de los países. En la actualidad, la proyección, construcción y renovación de carreteras es una tarea que se lleva a cabo diariamente; para la cual se han desarrollado nuevas técnicas de construcción y el implemento de nuevos productos que favorecen las propiedades del suelo, estabilidad de taludes y el sistema de drenaje. El aumento en la construcción del número carreteras trae consigo nuevas oportunidades para expandir el turismo, el transporte de materiales, productos y la creación de empleos; por lo cual, la infraestructura carretera es un ámbito que seguirá siendo explotado a causa de las múltiples ventajas que representa.

El diseño y construcción de una carretera es un trabajo complejo; requiere de una buena planeación y la consideración de muchos factores; dentro de ellos, el inevitable impacto ambiental generado durante la construcción y operación. Una carretera consiste en una obstrucción artificial de la zona en la que se ubica, constituyendo una barrera física (ocasionada por el terraplén) que divide al terreno natural, generando diversos tipos de impacto ambiental; en los cuales no sólo se afecta la topografía del terreno, sino también el hábitat de la flora y la fauna del lugar, así como el sistema de drenaje natural de las cuencas y sub-cuencas.

Uno de los análisis preliminares que se lleva cabo para el proyecto de una carretera es el estudio de subrasante mínima, en el cual se establece una elevación tentativa del terraplén que considere la ubicación de las obras de drenaje menor con base en las zonas bajas del terreno. La ubicación y elección del tipo de alcantarilla dependerá de condiciones de diseño muy específicas, las cuales estarán en función de la topografía, geometría y altura del terraplén.

Dentro del tipo de alcantarillas que se usan en los sistemas de drenaje en carreteras, se encuentran las tuberías de concreto, de polietileno de alta densidad y de lámina; así como losas de concreto y bóvedas de concreto ciclópeo. Dentro del análisis realizado para los proyectos de drenaje en carreteras, se incluye un estudio hidrológico basado en las características físicas de la cuenca respectiva a cada escurrimiento; para así poder definir las dimensiones de la obra requerida y darle paso al agua. Es muy común que para los proyectos de drenaje no se cuenten con datos hidrométricos que faciliten la obtención de un gasto de diseño más exacto y que permita el buen dimensionamiento de las alcantarillas; y es por eso que el uso de fórmulas empíricas y la observación en campo son algunos de los métodos más usados para el diseño de drenaje en carreteras.

En la mayoría de los casos, los escurrimientos presentes en una carretera pertenecen a cuencas pequeñas; por lo que es difícil contar con datos de entrada y descarga de las alcantarillas que sirvan para establecer su comportamiento hidráulico antes de que entren en funcionamiento. Por lo tanto, la predicción de la interacción del sistema de drenaje de una carretera con una inundación es una tarea obligatoria; adicionalmente, el drenaje de aquellos caminos ya construidos, requiere una revisión detallada de su operación en virtud

de los cambios que se aprecian en el clima, con un incremento notable en el número de inundaciones anuales durante la última década.

Los estudios de drenaje para proyectos de carreteras se analizan de igual forma para un camino desplantado en terrenos con pendientes que van en un rango de 0.00% a 45%; por lo cual es necesario hacer otro tipo de consideraciones al estudio; sobre todo si la carretera se encuentra cerca de un río y con asentamientos humanos.

La barrera generada por el terraplén de una carretera puede provocar que se presenten remansos en los cauces naturales aguas arriba de la alcantarilla, esto puede suceder debido a un mal dimensionamiento del drenaje, una mala propuesta de la elevación del camino o una avenida extraordinaria. En una carretera se desea evitar que se presente una inundación del camino, que las alcantarillas queden rebasadas y se destruya el terraplén a causa de un fuerte escurrimiento o el desbordamiento de ríos, pero sobretodo y más importante, una carretera debe ser lo más segura posible para la vida humana; por eso es obligatorio que cuente con un sistema de drenaje adecuado para evitar flujos de inundación que puedan dañar hogares, zonas de cultivo, flora y fauna, generando pérdidas económicas exorbitantes.

Es necesario llevar a cabo estudios que permitan establecer el comportamiento que tienen las inundaciones respecto a los cuerpos carreteros; para sentar una base en la planeación y el diseño de obras de mitigación que permitan reducir los daños asociados a estos fenómenos. El presente trabajo de tesis, muestra un análisis de flujo de inundación tomando como ejemplo un caso de estudio real, que se presentó en la carretera con número de ruta 180 ubicada en la llanura del río Tonalá entre los Estados de Veracruz y Tabasco en México.

Nuestro país cuenta con alrededor de 355 796 km de carreteras de los cuales el 5.4% corresponde a los corredores troncales (SCT.2005). El trabajo que se presenta en esta tesis, tiene como objetivo el estudio de la interacción entre un cuerpo carretero con el drenaje natural de una llanura de inundación. De tal manera que los resultados permitan evaluar su sistema de drenaje y establecer la funcionalidad de la carretera ante una inundación.

OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo consiste en analizar la interacción entre un flujo de inundación ocasionado por el desbordamiento del río Tonalá en Tabasco y el terraplén de la carretera federal 180 y su sistema de drenaje.

Objetivos particulares:

- a) Estimar el hidrograma asociado a una avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años
- b) Construir un modelo hidrodinámico que permita establecer una estimación de la interacción entre el terreno natural y la carretera.
- c) Realizar una comparación de la interacción del flujo en tres escenarios distintos:
 - 1.- Simulación de la llanura de inundación sin la presencia de la carretera;
 - 2.- Simulación de la llanura de inundación considerando el cuerpo carretero sin alcantarillas; y
 - 3.- Simulación de la llanura de inundación considerando la carretera y sus obras de drenaje existentes.
- d) Hacer una evaluación de los casos de estudio y con base en los resultados obtener las conclusiones que permitan demostrar que el terraplén de una carretera puede producir que los niveles de inundación aumenten.
- e) Analizar el sistema de drenaje actual de la carretera y revisar su eficiencia y funcionamiento.

CAPÍTULO 1. ÁREA DE ESTUDIO

1.1 Introducción

En este capítulo se presenta un panorama general para el fácil entendimiento del problema de inundaciones; así como las complicaciones que pueden generar las carreteras en función de su interacción con las mismas.

La descripción del área de estudio radica en la importancia que tienen los diversos factores que intervienen en el proceso de análisis que se presenta en este trabajo. El área, ubicada en la llanura del río Tonalá, muestra un ejemplo de planeación y estudio aplicable en cualquier zona con riesgos de inundación y en presencia de carreteras.

Para esta tesis se lleva a cabo un proceso innovador en cuanto al diseño de caminos; y la elección de estudiar una parte de la infraestructura carretera de Tabasco es el caso perfecto para exponerlo.

En la zona aledaña al río Tonalá se han establecido comunidades y se ha desarrollado la actividad económica, principalmente la producción de hidrocarburos; adicionalmente, el río determina la división política entre los estados de Veracruz y Tabasco.

Este capítulo presenta una revisión general de la hidrografía, fisiografía, descripción de la zona; así como una breve reseña de las inundaciones más relevantes asociadas a este río, durante años recientes.

Los desastres causados por las inundaciones en Tabasco han tenido impactos severos sobre la economía de la región, por lo tanto, es de vital importancia considerar todos los elementos que pueden favorecer el incremento en los niveles de agua. En el caso de este trabajo, la presencia de caminos y carreteras.

La red de carreteras en Tabasco no es compleja; sin embargo existen algunas zonas que pueden tener afectaciones por las inundaciones, e incluso ambos efectos, altura de terraplén e inundación, puedan tener una acción sinérgica que produzca que los niveles de agua aumenten.

En este capítulo se presenta la descripción de la red carretera que tiene influencia en la zona de inundación en el río Tonalá y se muestra una clasificación de la infraestructura y de los distintos tipos de impacto ambiental que las carreteras generan, así como la importancia de un proyecto de drenaje.

Esto con el objetivo de brindar la información necesaria de los distintos elementos que intervienen en este estudio y sensibilizar el entendimiento hacia las repercusiones que pueden causar las carreteras en interacción con flujos de inundación.

1.2 Descripción general de la cuenca del río Tonalá

El río Tonalá se localiza en los 18° 13' n (UTM 2014528) y 17° 23' n (UTM 1922318) y 94° 08' o (UTM 380163) y 93° 45' o (UTM 420330). El río tiene su desembocadura en el Golfo de México (**Figura 1.2.1**), en la barra inmediata al poblado de Tonalá en el estado de Veracruz.

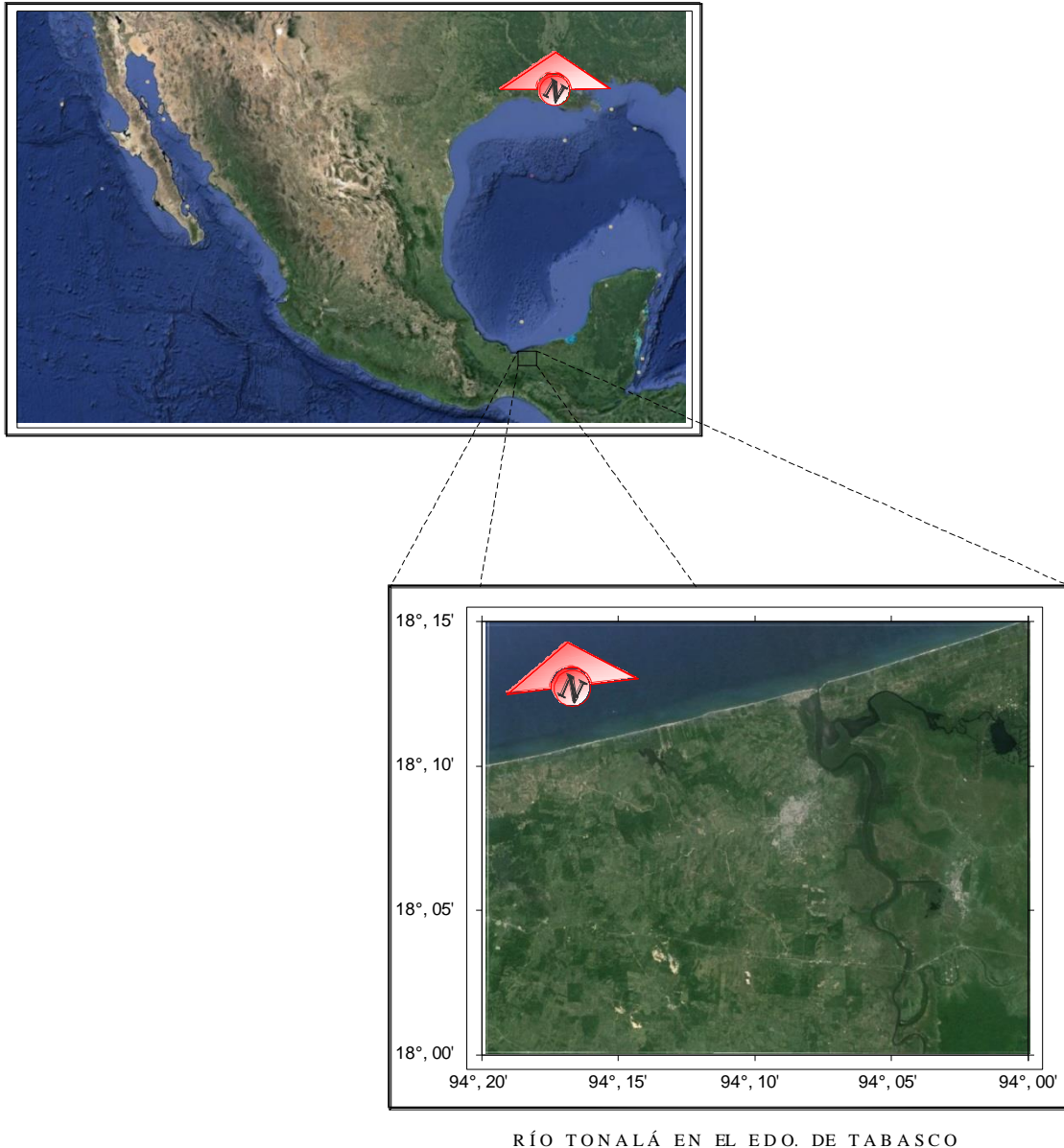


Figura 1.2.1 Ubicación del río Tonalá

El río Tonalá nace en la Sierra Madre de Chiapas, a los 1000 m de altitud, desembocando en la laguna del Yucateco. La cuenca del río Tonalá tiene como clave la 2906 en la Región Hidrológico Administrativa X Golfo Centro (**Figura 1.2.2**). La cuenca tiene una superficie de aportación de 1,669.91 kilómetros cuadrados y se encuentra delimitada al norte por el Golfo de México, al sur por la cuenca hidrológica Tancochapa Alto, al este por las cuencas hidrológicas Laguna del Carmen y Coacajapa y al oeste por las cuencas hidrológicas Río Coatzacoalcos y Tancochapa Bajo (Diario Oficial de la Federación.2007).



Figura 1.2.2 Ubicación de la cuenca del río Tonalá

1.3 Fisiografía del estado de Tabasco

El estado de Tabasco se encuentra formado por llanuras bajas (elevaciones no mayores a 30 m.s.n.m) y húmedas de origen aluvial, efecto de la acción de los ríos. En la zona de la Chontalpa y parte de los municipios de Centla y Jojutla, existen depresiones pantanosas e inundables, tanto por las avenidas de los ríos, como por las aguas que atraen perturbaciones ciclónicas y abundantes lluvias (Programa Estatal de Desarrollo Urbano.Tabasco.2007).

El estado está compuesto en su mayor parte por rocas sedimentarias, las cuales forman extensas llanuras aluviales y planicies costeras. Los sistemas de topofomas representativos son la denominada llanura costera inundable y valle de laderas tendidas (**Figura 1.3.1**). Las zonas inundables abarcan amplias extensiones del oriente, lugar donde abundan lagos y pantanos.

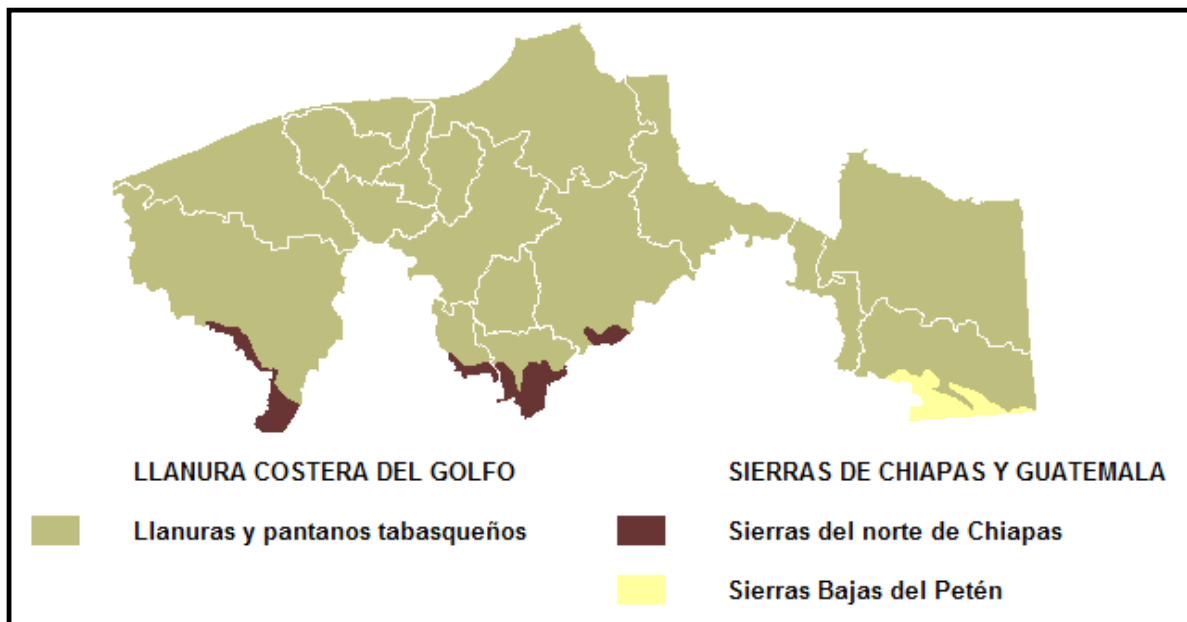


Figura 1.3.1 Fisiografía del estado de Tabasco

1.4 Hidrografía

La zona de estudio se ubica en la Región Hidrológica 29 “Coatzacoalcos”; la cual está constituida por las cuencas de los ríos Coatzacoalcos y Tonalá (SINA 2012). En la **figura 1.4.1** se muestra un mapa con las regiones Hidrológicas de México; en él se puede observar la Región Hidrológica 29 en color rojo, la cual forma parte de los estados de Veracruz y Tabasco.

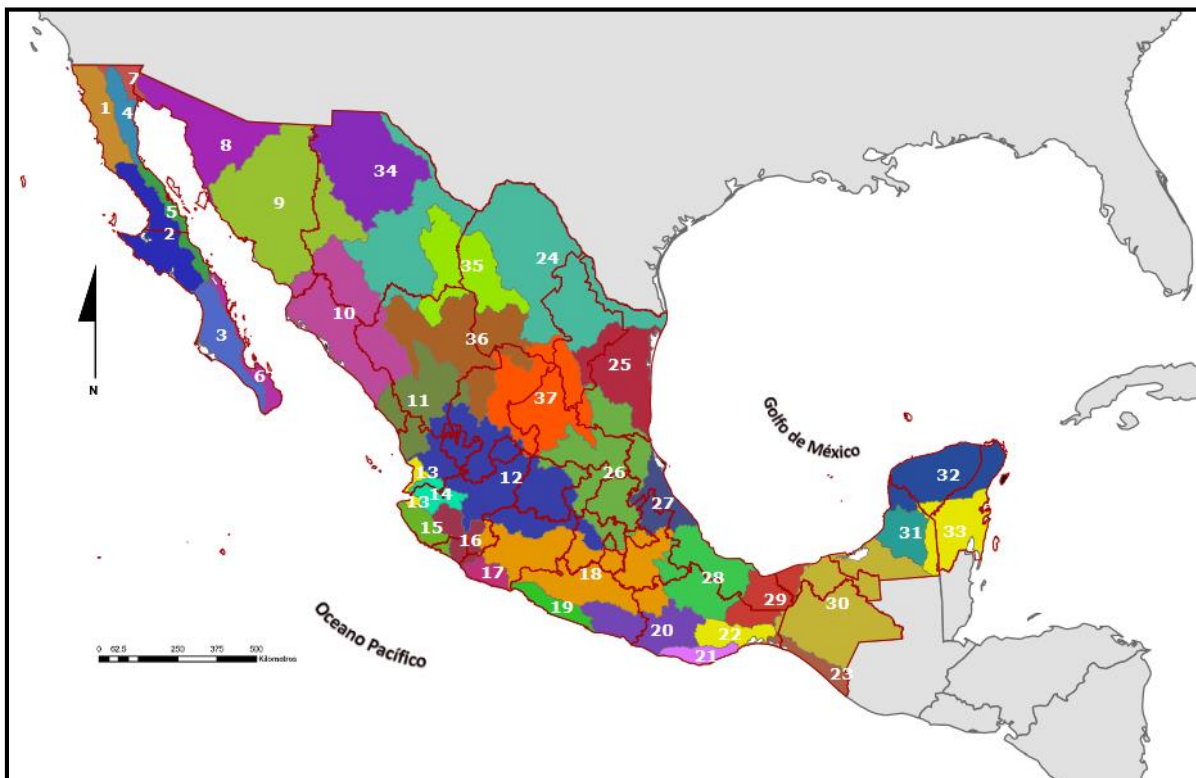


Figura 1.4.1 Regiones Hidrológicas de México

El río Tonalá está formado por los ríos Tancochapa y Zanapa; el primero está formado por la unión de los ríos Playas y Pedregal que nacen en la Sierra Atravesada y el segundo, que viene del este, está formado por el arroyo de San Juan, el río Costijapa y las aguas de la laguna del Rosario. En la figura 1.4.2 se observa el río Tonalá desde su formación hasta su desembocadura en el golfo de México.



Figura 1.4.2 Formación del río Tonalá por los ríos Tancochapa y Zanapa

La temperatura media anual de la cuenca “Coatzacoalcos” es de 24° a 28° C con una precipitación total anual del orden de 2000 a 3500 milímetros. La región hidrológica de Coatzacoalcos cumple una función importante en el desarrollo urbano-industrial y petrolero. El agua superficial se destina a la navegación, abastecimiento de las poblaciones principales y uso industrial.

1.5 Descripción de la zona urbana

Las áreas urbanas que se encuentran dentro de la zona de estudio son los municipios de Agua Dulce en el estado de Veracruz y el municipio de Huimanguillo en el estado de Tabasco; para el cual, el poblado de La Venta es el más cercano a la llanura de inundación.

Agua Dulce:

Este municipio se encuentra ubicado en la llanura del río Tonalá en el estado de Veracruz, en las coordenadas 18°,09' norte y 94°, 08' oeste. Limita al norte con el Golfo de México, al sur con las Choapas, al este con el estado de Tabasco, al oeste con Coatzacoalcos y Moloacan (Programa Municipal de Desarrollo.2011-2013). El municipio cuenta con una elevación de 20 metros sobre el nivel del mar y su población total consta de 46 010 habitantes (INEGI.2010).

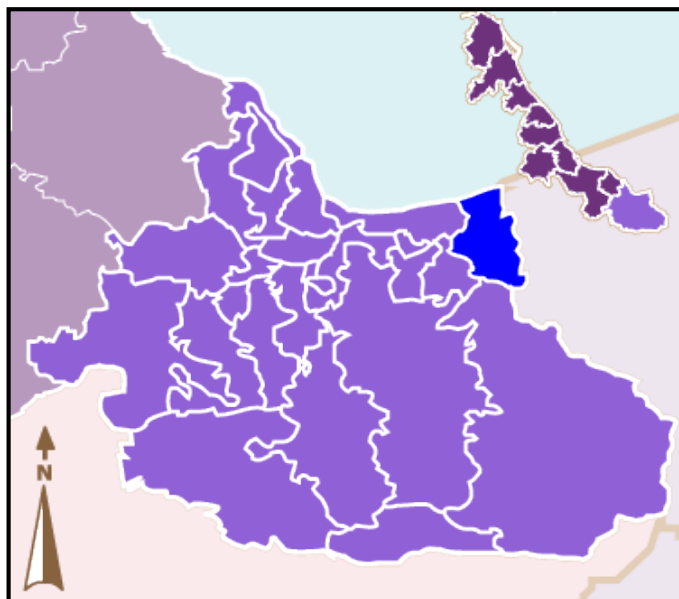


Figura 1.5.1 Ubicación del municipio de Agua Dulce en el estado de Veracruz

Dentro de las riquezas naturales de la zona, Agua Dulce cuenta con yacimientos naturales de petróleo y gas natural; además de zonas propicias para la agricultura y ganadería. El 50% de uso de suelo está destinado a actividades de agricultura; mientras que el 10% se destina a la industria del petróleo.

Huimanguillo:

El municipio de Huimanguillo colinda al norte con el municipio de Cárdenas, al este con el estado de Chiapas, al sur nuevamente con el estado de Chiapas y con el de Veracruz y finalmente en la parte oeste una vez más con el estado de Veracruz. Huimanguillo es el municipio más grande de Tabasco ocupando un 15.35% de todo el estado, con una superficie de 3757.59 kilómetros cuadrados. En la **Figura 1.5.2** se puede observar la ubicación del municipio de Huimanguillo al oeste del estado de Tabasco.

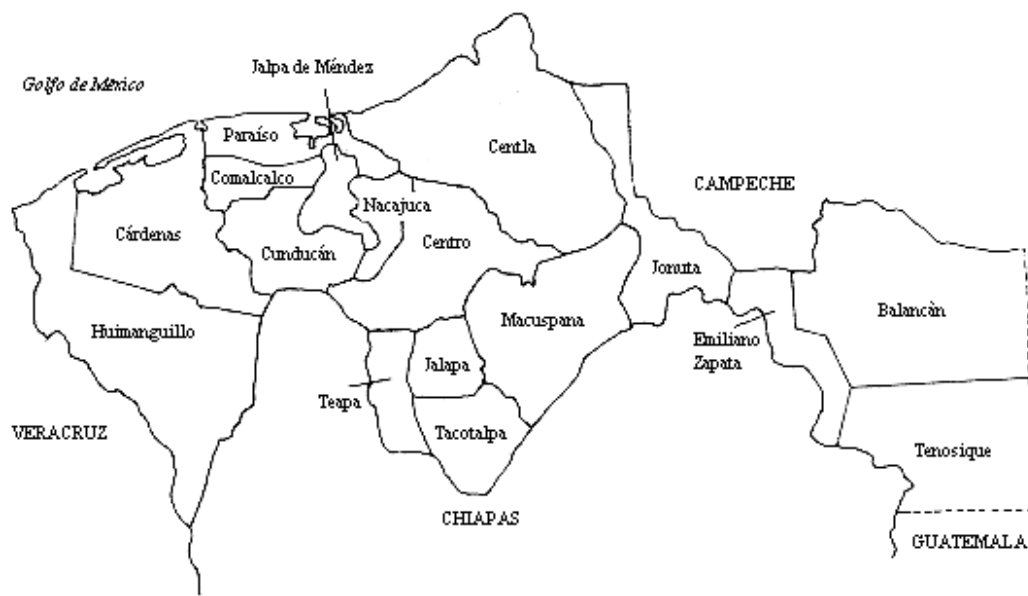


Figura 1.5.2 Municipios del estado de Tabasco

Huimanguillo es una zona con una red hidrográfica compleja; ya que se presentan las mayores precipitaciones pluviales en comparación con otros municipios del estado. Uno de los problemas en el municipio no es la falta de agua; sino todo lo contrario, se presentan inundaciones causadas por los diferentes escurrimientos superficiales y la conformación del relieve; y esto también debido a que no se cuenta con la infraestructura de drenaje adecuada para poder desalojar el agua.

Dentro de las principales actividades económicas del municipio se encuentran la agricultura, minería, industrias y comercio. El municipio ha tenido grandes oportunidades para el desarrollo dentro de la producción de hidrocarburos; ya que la empresa PEMEX que se encarga de la exploración y producción ha generado la creación de empleos.

De acuerdo al censo de INEGI en el año 2010 la población total del municipio de Huimanguillo es de 179 285 habitantes; en donde aproximadamente el 50% son hombres y el otro 50% son mujeres.

1.6 Riesgos por inundaciones en Tabasco

En el estado de Tabasco los suelos son lomeríos bajos y zonas planas; y por lo tanto las zonas de inundación cubren el 90% del territorio. Algunos de los peligros hidrometeorológicos presentes son huracanes, lluvias extremas y corrientes naturales.

Dentro de los sitios de alto peligro por inundación en el estado se cuenta con el cauce del Río Mezcalapa, el Río Santana, el Naranjero y San Felipe; también por los Ríos Chicozapote y Tonalá ([Programa Estatal de Desarrollo Urbano.Tabasco.2007](#)).

Los desastres ocasionados por las inundaciones en Tabasco han ocasionado severos daños generando pérdidas humanas y económicas; por lo cual es importante recordar los sucesos para entender la importancia de estos fenómenos. En el siguiente capítulo se presentan algunas historias narradas por diarios locales sobre las inundaciones ocurridas en el estado.

1.6.1 Inundaciones relevantes en el estado de Tabasco

A continuación se presentan algunos informes sobre las inundaciones que se han presentado en Tabasco en los años 2007, 2009 y 2011. En ellos se describen las afectaciones económicas y sociales causadas por las inundaciones.

Inundación del año 2007 (Noticias/Centro)

Un millón doscientos mil personas sufrieron la anegación de sus hogares y calles, representando un 60% de la población de Tabasco. Según la CEPAL (Comisión Económica Para América Latina) los daños globales a la economía fueron de 31 mil 871 millones de pesos. La causa fueron las lluvias intensas entre el 28 y 30 de octubre de 2007, las cuales produjeron el desborde de ríos a lo largo de Tabasco. Aunque las inundaciones ocurren todos los años, la del año 2007 se quedó marcada en la memoria de los Tabasqueños debido al colapso de la ciudad capital Villahermosa (**Figura 1.6.1**).



Figura 1.6.1 Inundación de la ciudad Villahermosa en Tabasco

Inundación del año 2009 (La Jornada.2009)

Para el 09 de noviembre del año 2009 las inundaciones ya afectaban al menos a 200 mil personas. En los municipios de Cárdenas y Huimanguillo, las inundaciones que alcanzaron los 15 metros causadas por el desbordamiento de ríos y lagunas, hicieron desaparecer dos poblados. Los damnificados afirmaron que después de tres días de lluvia desapareció la comunidad El Alacrán en la zona costera de Cárdenas. Con el desbordamiento del Río Zanapa y de la laguna el Rosario desapareció el poblado Río Pedregal.

Las lluvias y desbordamientos también afectaron grandes áreas del municipio de las Choapas, en la región colindante a Cárdenas y Huimanguillo, Tabasco.

En la siguiente imagen (**Figura 1.6.2**), se observa la afectación de la carretera que se estudia en esta tesis (Villahermosa-Coatzacoalcos) debido a las inundaciones del año 2009. Se puede apreciar el aumento del número de vehículos en el tramo a causa de los trabajos de rehabilitación del cuerpo derecho.



Figura 1.6.2 Medidas de rehabilitación por inundación en la carretera Villahermosa-Coatzacoalcos en el año 2009.

Inundación del año 2011 (CNN MÉXICO)

A más de 250 000 subió el número de afectados por las lluvias en el sureño estado de Tabasco, tras las inundaciones en los municipios de Cárdenas.

Las afectaciones por las lluvias comenzaron desde el 15 de octubre de 2011, Protección Civil del gobierno del estado reportó alrededor de 125 000 afectados en otros 13 municipios, incluido Centro, donde se encuentra la capital Villahermosa.

El gobernador Andrés Granier Melo solicitó a la Conagua declarar como zona de desastre a ocho municipios y como zona de emergencia a todo el estado de Tabasco.

Protección Civil informó que los principales ríos que cruzan el estado están por encima de sus niveles críticos, y las presas están a su máxima capacidad.



Figura 1.6.3 Aumento en el nivel del agua del río Usumacinta

Inundación de Carreteras en Tabasco (NOTIMEX.2009)

En rueda de prensa, el director de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en Tabasco, José María Pino Rodríguez, indicó que en 2007 y 2008 la red carretera fue afectada en 80 por ciento por las anegaciones.

La superficie de rodamiento necesitó una rehabilitación urgente en la que se invirtió 380 millones de pesos, ya que presentaba desprendimientos, baches y desaparición parcial de algunos tramos (**Figura 1.6.4**).

Entre los nuevos proyectos se mencionó la ampliación a ocho carriles sobre la carretera Villahermosa-Cárdenas, con un costo superior a los mil millones de pesos.

De acuerdo a la Dirección General de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, el proyecto de ampliación mencionado existe actualmente y en etapa

preliminar. El estudio generado en esta tesis puede servir como base para la nueva planeación y rediseño del tramo.



Figura 1.6.4 Inundación de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa causado por el desbordamiento de los ríos Tonalá y Blasillo

1.6.2 Colapso del puente “Tonalá I”

El 18 de Julio del año 2009 alrededor de las 12:45 horas el Puente Tonalá I se derrumbó a consecuencia de las intensas lluvias. El puente “Tonalá I” tenía 51 años en funcionamiento; y por lo tanto, fue rehabilitado (antes de su colapso) para soportar las cargas máximas de los camiones más modernos que transitaban por él.

El puente fue inspeccionado en los años 1995, 1997, 1999, 2005, 2007 y 2008 conforme a las directrices del sistema de puentes de México y las inspecciones revelaron que la estructura se encontraba en buen estado físico.

Para el año 2009, de acuerdo a estudios de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ([Diario de Xalapa.2009](#)), se determinó la presencia de socavación de una profundidad de 11 metros, en dos pilas ubicadas en lo más profundo del río. A pesar de las revisiones y del oportuno mantenimiento, la estructura no fue capaz de resistir ante el efecto natural de socavación ocasionado por las corrientes.

En la imagen (**Figura 1.6.5**) se muestra el puente Tonalá I después del colapso y las medidas de rescate. Debido a este suceso, el puente Tonalá II se habilitó para funcionar en dos sentidos y dar alivio al tráfico de automóviles a través del río Tonalá.



Figura 1.6.5 Colapso del puente Tonalá I

1.7 Red de carreteras en el área de estudio

El estado de Tabasco cuenta con 10 710 km de carreteras, dentro de las cuales se encuentran las de tipo Federal, Alimentadoras estatales, caminos rurales y brechas (INEGI.2011).

Conocer las características físicas del tramo carretero en estudio permitirá establecer la magnitud de la barrera física que este representa para el paso de los escurrimientos; así como los daños que pueden ocasionarse al presentarse una inundación.

En este trabajo y de acuerdo a la zona de estudio, se desea analizar la interacción de la carretera 180 “Coatzacoalcos-Villahermosa” con el flujo de inundación debido al desbordamiento del río Tonalá.

En **Tabla 1.7.1** se muestra la clasificación de la red carretera del estado de Tabasco de acuerdo al tipo de camino y longitud.

La carretera “Coatzacoalcos-Villahermosa” forma parte de la carretera Federal y Estatal. Este tramo es de gran importancia para el transporte terrestre ya que comunica los estados de Veracruz y Tabasco generando el incremento de la actividad económica; sin mencionar que también constituye uno de los medios de transporte que utiliza la compañía PEMEX, la cual cuenta con instalaciones ubicadas sobre la llanura del río Tonalá.

Tabla 1.7.1 Longitud de la red carretera del estado de Tabasco

Longitud de la red carretera, según tipo de camino. Tabasco

| Tipo de camino | | kilómetros | |
|---|---|------------|--------------|
| Troncal federal (principal o primaria) | Pavimentada a/ | 596 | 596 |
| | Alimentadoras estatales (carreteras secundarias) | 3390 | 3390 |
| Caminos rurales | Revestida | 1950 | 1950 |
| | Pavimentada | 1845 | 1845 |
| | Revestida | 1919 | 1919 |
| | Terracería | 867 | 867 |
| Brechas mejoradas | | | 143 |
| Total estatal | | | 10710 |

a/ Comprende Caminos de dos, cuatro o más carriles.

b/ Se refiere a tramos en mejoramiento, ampliación o en construcción.

Conocer el número de carriles y el tipo de superficie de rodamiento del tramo de estudio, es una información necesaria para la construcción del modelo de simulación.

La participación económica que tiene una carretera puede verse reflejada en función del número de carriles con los que cuenta. Es evidente que la ampliación de un tramo se establece con base en estudios de tránsito (ej. aforos), lo cual define los tramos que tienen un mayor paso de automóviles por hora. Esta jerarquía obliga a tener otras consideraciones en la construcción y diseño de caminos teniendo siempre dentro las prioridades el aspecto económico.

En la **Tabla 1.7.2** se presenta la clasificación de la red carretera del área de estudio en función de sus características geométricas y tipo de superficie de rodamiento.

Tabla 1.7.2 Clasificación Geométrica de la red carretera en el área de estudio

| <i>CLASIFICACIÓN GEOMÉTRICA DE LA RED CARRETERA EN LA ZONA DE ESTUDIO</i> | | | |
|---|-------------|------------------------|----------------------------|
| ADMINISTRACIÓN | TIPO | No. de Carriles | Ancho de corona (m) |
| FEDERAL | Pavimentada | 4 | 30.00 |
| | | 2 | 9.00 |
| ESTATAL | Pavimentada | 2 | 7.00 |
| INDETERMINADO | Pavimentada | 2 | 7.00 |
| | Terracería | 2 | 7.00 |
| | | 1 | 5.00 |
| FUERA DE USO | Terracería | Indeterminado | 7.00 |
| EN CONSTRUCCIÓN | Pavimentada | Indeterminado | 6.00 |

En la página siguiente se muestra un mapa en la **Figura 1.7.1** con la red de carreteras de en Tabasco; donde resalta la carretera federal 180 Coatzacoalcos-Villahermosa.

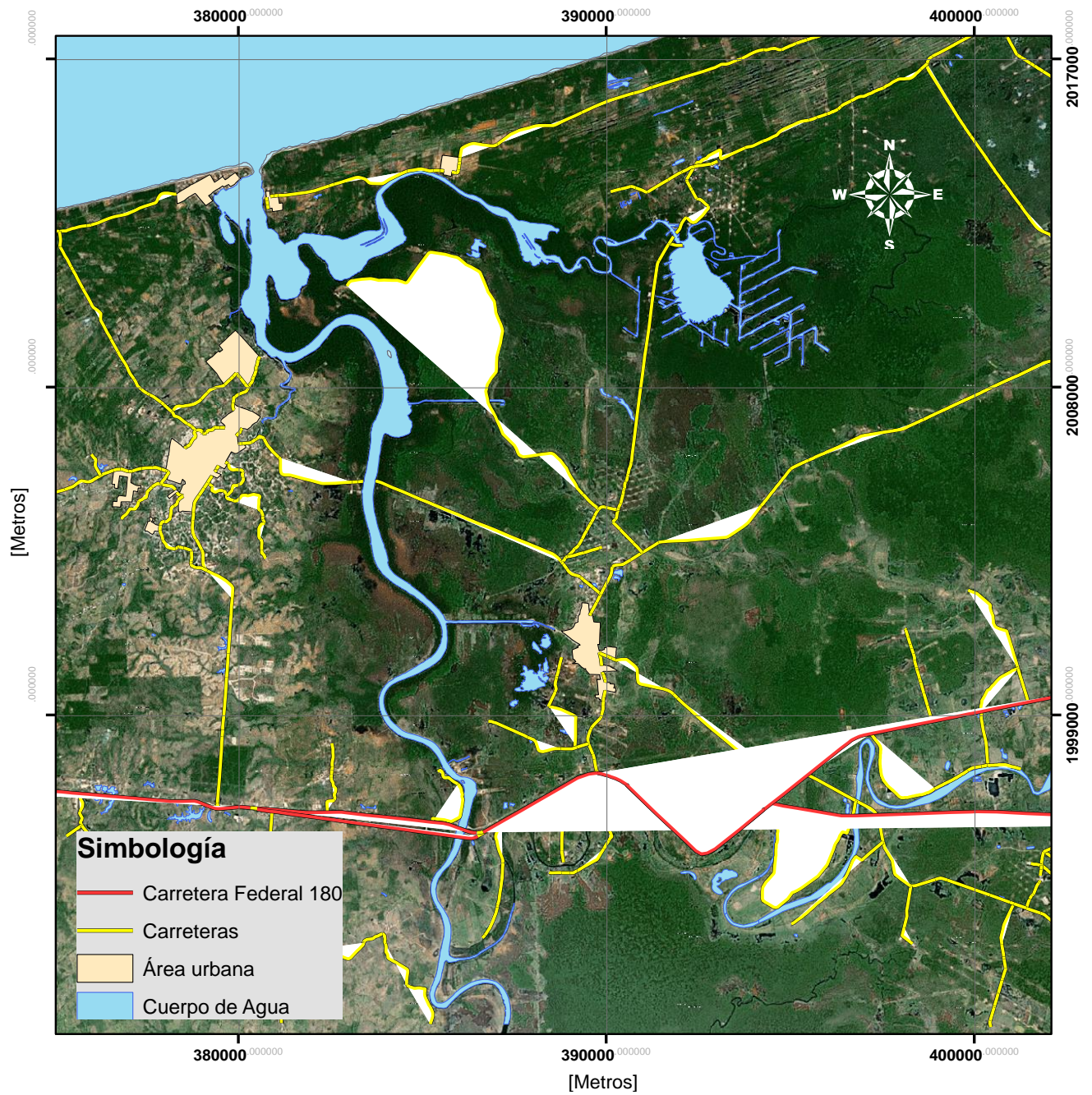


Figura 1.7.1 Red de carreteras en el área de estudio

Con base en la observación y en la cercanía que existe entre la llanura de inundación y los tramos carreteros de mayor relevancia de la carretera “Coatzacoalcos-Villahermosa”, el tramo que puede presentar afectaciones debido al desborde del río Tonalá se encuentra conformado por las siguientes rutas (SCT.2013):

Tabla 1.7.3 Red de carreteras con riesgo de inundación en el estado de Tabasco

| <i>RED DE CARRETERAS CON RIESGO DE INUNDACIÓN EN EL ESTADO DE TABASCO</i> | | | |
|---|---|------|-----------------------------------|
| CARRETERA | TRAMO | RUTA | SUBTRAMO |
| COATZACOALCOS-VILLAHERMOSA | COATZACOALCOS-LIM DE EDOS.VER. /TAB. (cpo. A) | 180 | KM 36+000.00 A KM 41+500.00 |
| | COATZACOALCOS-LIM DE EDOS.VER. /TAB. (cpo. B) | 180 | KM 36+000.00 A KM 41+500.00 |
| | LIM DE EDOS.VER./TAB.-LA VENTA (cpo. A) | 180 | KM 41+400.00 A KM 45+000.00 |
| | LIM DE EDOS.VER./TAB.-LA VENTA (cpo. B) | 180 | KM 41+500.00 A KM 45+000.00 |
| | LA VENTA - CHONTALPA (cpos. A y B) | 180 | KM 45+000.00 A KM 56+000.00 |

En la **Tabla 1.7.3** se observa que la carretera Federal con número de ruta 180 es el tramo que puede causar problemas en cuanto a su interacción con flujos de inundación en Tabasco; es por eso que en función de este caso, se estableció un área específica o dominio que permita realizar un análisis adecuado de la zona de inundación y el tramo carretero.

El área de estudio propuesta para el análisis de las carreteras utiliza como punto de partida la ubicación de los Puentes Tonalá I y Tonalá II en la Carretera Federal 180.

Con base en el punto de partida, el área de estudio comprende 12.35 km al norte, 5.40 km sur, 14.50 km al este y 6.00 km al oeste aproximadamente.

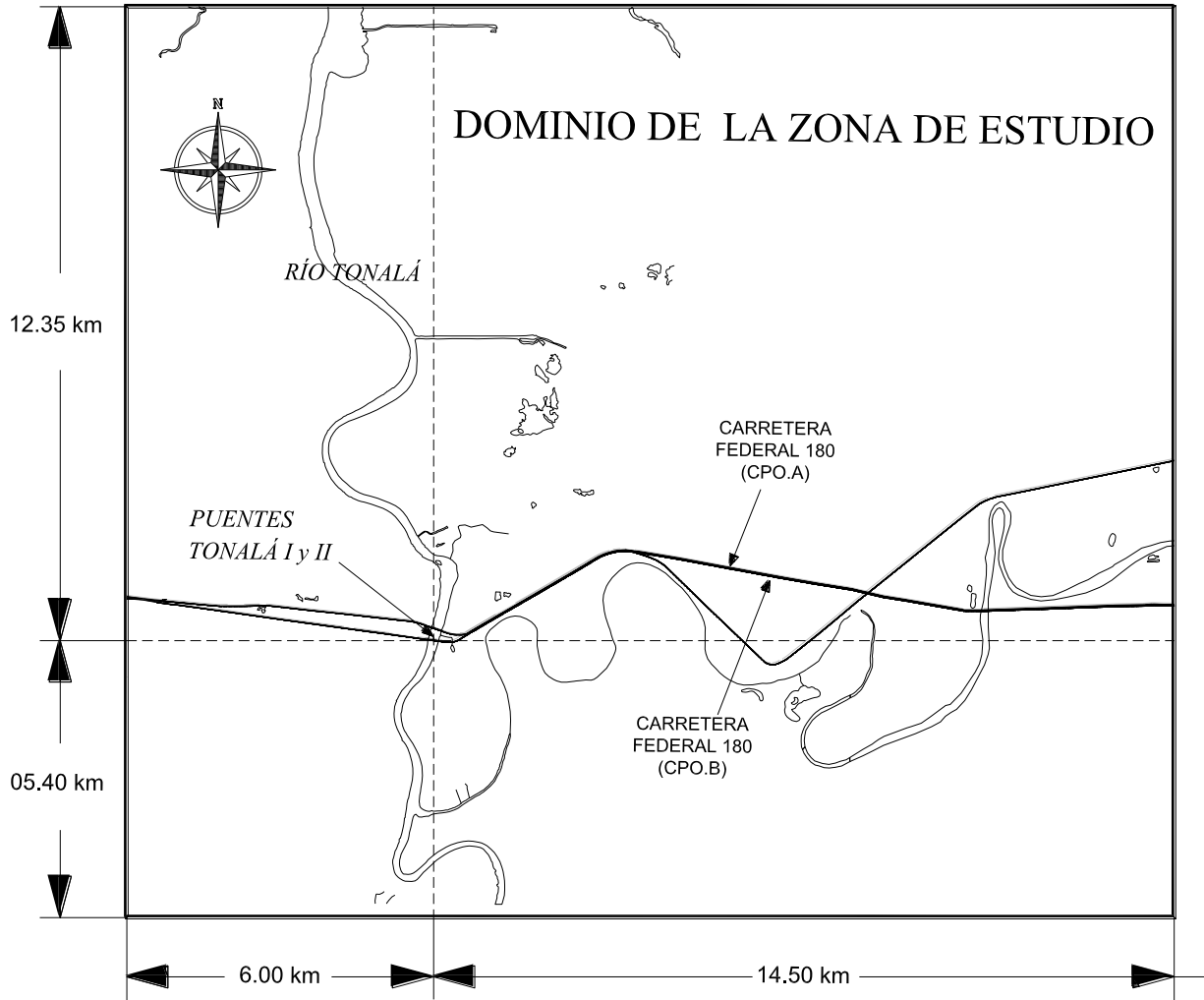


Figura 1.7.2 Dominio de estudio para la carretera Federal con número de ruta 180

De acuerdo con estudios de la Dirección General de Conservación de Carreteras de la SCT (ESTADO FÍSICO SCT.2013), el estado físico actual del tramo carretero es el siguiente:

Tabla 1.7.4 Estado físico del tramo carretero en estudio

| <i>ESTADO FÍSICO DEL TRAMO CARRETERO EN ESTUDIO</i> | | | |
|---|---|---------------|------------------|
| CARRETERA | TRAMO | SUBTRAMO (km) | ESTADO FÍSICO |
| COATZACOALCOS-VILLAHERMOSA RUTA 180 | COATZACOALCOS-LIM DE EDOS.VER./TAB. (Cuerpo. A) | 36-37 | ACEPTABLE |
| | | 37-38 | ACEPTABLE |
| | | 38-39 | BUENO |
| | | 39-40 | NO SATISFACTORIO |
| | | 40-41 | ACEPTABLE |
| | | 41-41.5 | ACEPTABLE |
| | COATZACOALCOS-LIM DE EDOS.VER./TAB. (Cuerpo. B) | 36-37 | NO SATISFACTORIO |
| | | 37-38 | BUENO |
| | | 38-39 | BUENO |
| | | 39-40 | BUENO |
| | | 40-41 | BUENO |
| | | 41-41.5 | ACEPTABLE |
| | LIM DE EDOS.VER./TAB.-LA VENTA (Cuerpo. A) | 41.4-42 | NO SATISFACTORIO |
| | | 42-43 | NO SATISFACTORIO |
| | | 43-44 | NO SATISFACTORIO |
| | | 44-45 | NO SATISFACTORIO |
| | LIM DE EDOS.VER./TAB.-LA VENTA (Cuerpo. B) | 41.5-42 | NO SATISFACTORIO |
| | | 42-43 | NO SATISFACTORIO |
| | | 43-44 | ACEPTABLE |
| | | 44-45 | ACEPTABLE |
| | LA VENTA - CHONTALPA (Cuerpos. A y B) | 45-46 | ACEPTABLE |
| | | 46-47 | ACEPTABLE |
| | | 47-48 | BUENO |
| | | 48-49 | BUENO |
| 49-50 | | BUENO | |
| 50-51 | | BUENO | |
| 51-52 | | ACEPTABLE | |
| 52-53 | | ACEPTABLE | |
| 53-54 | | ACEPTABLE | |
| 54-55 | | BUENO | |
| 55-56 | ACEPTABLE | | |

Con base en la tabla anterior es evidente que el tramo no se encuentra en condiciones óptimas; por lo cual es necesario llevar a cabo trabajos de mantenimiento y rehabilitación de los terraplenes y pavimento. En su caso se propone una modernización de la carretera; la cual conlleva realizar en su totalidad un nuevo proyecto.

En la **Figura 1.7.3** se muestra la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa y su kilometraje. En la imagen se observa que el tramo del km 41+000.00 al km 45+000.00 se encuentra con mayor riesgo de inundación, debido a su ubicación sobre la llanura del afluente del río Tonalá.

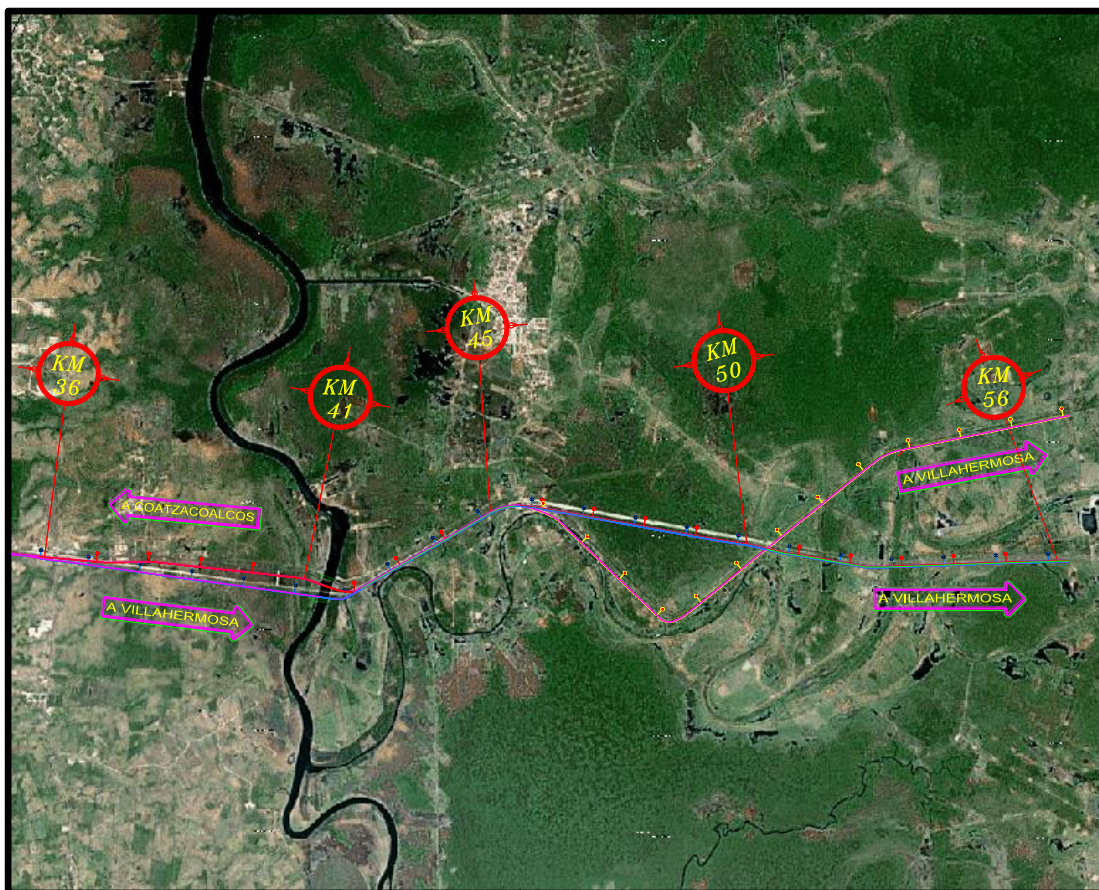


Figura 1.7.3 Carretera Coatzacoalcos-Villahermosa del km 36+000.00 al km 56+000.00

1.7.3 Descripción geométrica de la carretera federal 180 en Tabasco

Sección transversal tipo del tramo en estudio

En la mayor parte del tramo, la carretera Federal 180 del km 36+000.00 al km 56+000.00 presenta una sección transversal en terraplén; es decir que el cuerpo se construyó directamente sobre el terreno natural con material de relleno.

A continuación, y con base en la **Figura 1.7.4**, se presenta una breve descripción de los elementos básicos que conforman el terraplén de una carretera:

Rasante del camino “RTE”:

La rasante del camino es la elevación al centro del claro que tiene el cuerpo de una carretera.

Semi-coronas “CI y CD”:

Este término se refiere al ancho de las mismas en una sección normal. La longitud de las semi-coronas puede variar, dependiendo del esviaje o si la obra se encuentra en tangente o en curva. Si la obra está en curva, las semi-coronas serán el resultado de la suma de la semi-corona en sección normal más su respectiva ampliación, dependiendo de la curvatura del eje carretero. El ancho de corona de un camino será la suma de las semi-coronas en la sección normal.

Ampliaciones:

Las ampliaciones son una longitud extra que se debe considerar para las semi-coronas, en caso de que el eje de la obra se encuentre en curva.

Sobre-elevaciones (Bombeo) “W1 y W2”:

Se define sobre-elevación a la inclinación que tiene la semi-corona, partiendo del eje de la carretera hacia afuera. Ésta sobre-elevación puede ser positiva o negativa, dependiendo si la obra es en tangente o en curva. El valor de la sobre-elevación se da en %. El bombeo tiene como fin principal el drenar el agua de lluvia hacia los lados del camino. El bombeo se define con base en la superficie, facilidad de circulación de los vehículos y aspecto del camino.

Taludes “TI y TD”:

Los taludes serán de acuerdo a la condición del camino con respecto al terreno; es decir si está en corte o terraplén. El talud varía de acuerdo a la clase de materiales que lo forman.

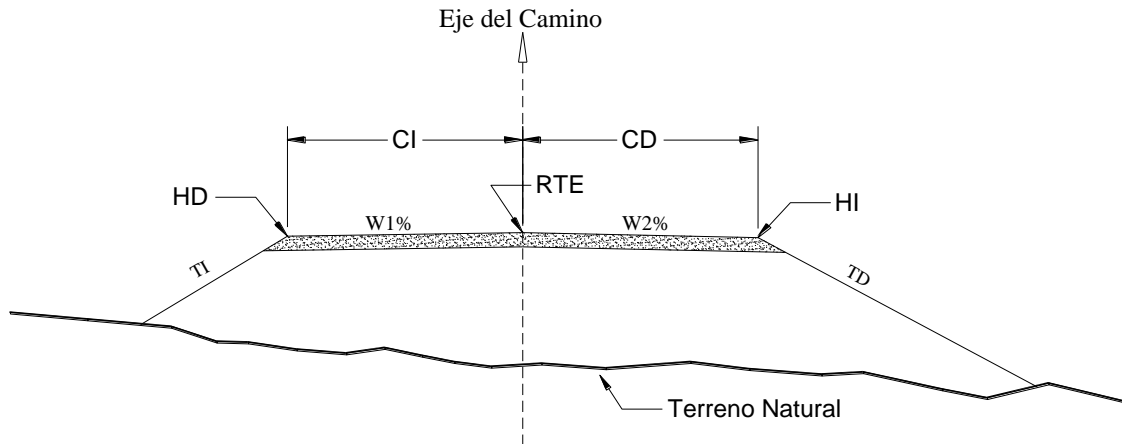


Figura 1.7.4 Sección transversal tipo en terraplén

La carretera Federal 180 cuenta con anchos de corona de nueve y treinta metros. Existen tramos en los cuales la corona del camino puede abarcar cuarenta metros por causa de ampliaciones debidas a algún acceso, retorno o entronque.

Los tramos constituidos por la corona de treinta metros presentan dos sentidos de conducción con dos carriles cada uno; es decir que el tramo cuenta en su totalidad con cuatro carriles con semi-coronas de seis metros.

En el caso de los tramos con coronas de nueve metros se presentan dos carriles con semi-coronas de cuatro punto cinco metros y un solo sentido de conducción. En la **Figura 1.7.5** se muestra la sección transversal tipo con ancho de corona de treinta metros, en ella se observa la conformación de los cuerpos A y B de la carretera “Coatzacoalcos-Villahermosa”

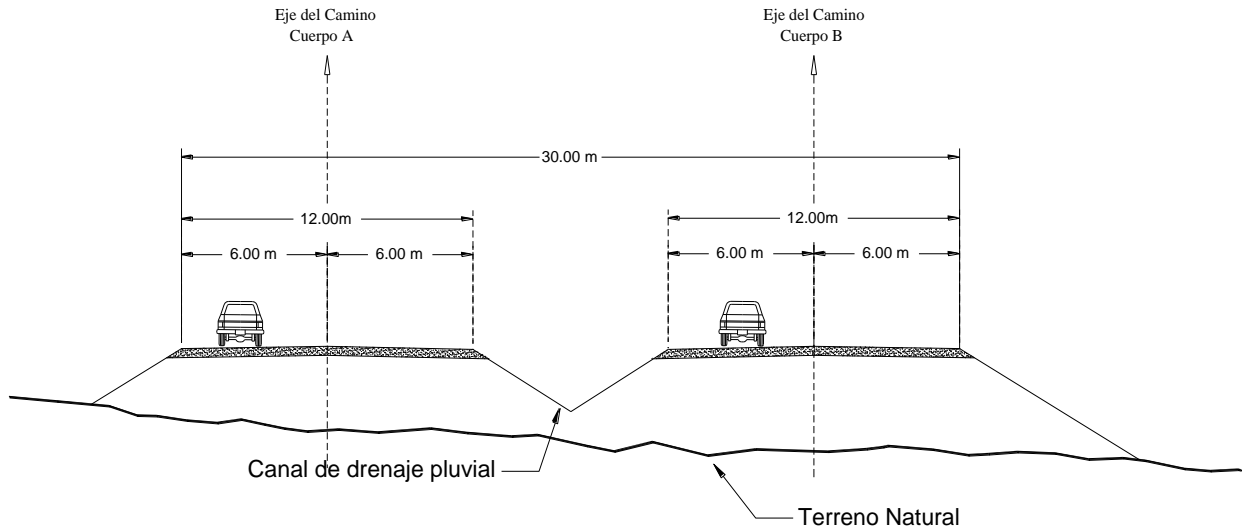


Figura 1.7.5 Sección transversal del tramo con corona de 30.00 m

La **Figura 1.7.6** muestra la sección transversal tipo del tramo de carretera con ancho de corona de nueve metros. En este caso el tramo solo cuenta con dos carriles y un solo sentido de conducción.

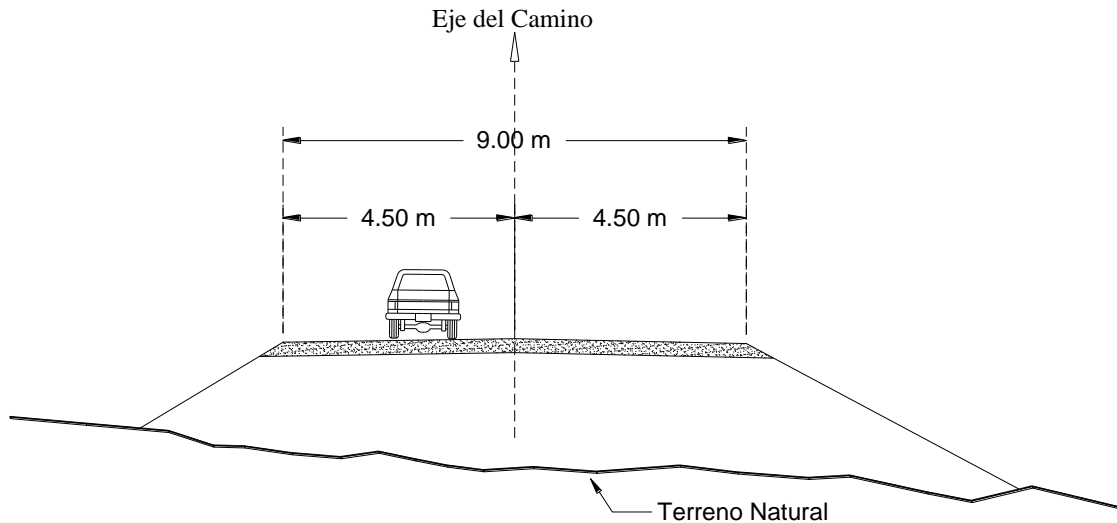


Figura 1.7.6 Sección transversal tipo del tramo con corona de 9.00 m

Descripción del Alineamiento Horizontal

El tramo de estudio comienza en el km 36+000.00 de la Carretera Coatzacoalcos-Villahermosa en el estado de Veracruz; terminando en el km 56+000.00 en el estado de Tabasco. En la **Tabla 1.7.5** se presentan los sentidos de conducción de los cuerpos A y B (**Figura 1.7.2**) del tramo carretero.

Tabla 1.7.5 Sentidos de conducción. Carretera Villahermosa-Coatzacoalcos

| <i>SENTIDOS DE CONDUCCIÓN DE LOS CUERPOS A Y B DE LA CARRETERA COATZACOALCOS-VILLAHERMOSA</i> | |
|---|------------------------------|
| CUERPO CARRETERO | SENTIDO DE CONDUCCIÓN |
| “A” | COATZACOALCOS-VILLAHERMOSA |
| “B” | VILLAHERMOSA-COATZACAOALCOS |

En la **Figura 1.7.5** se presenta el diagrama de movimientos direccionales del tramo carretero en estudio; en él se incluyen los sentidos de conducción de los vehículos con flechas negras y las zonas de destino.

El diagrama de movimientos permite identificar los ejes de proyecto de los cuerpos de la carretera; en este caso los cuerpos A y B. Es necesario identificar cada uno de los elementos que componen al camino; ya que esto facilitará el reconocimiento y localización de las estructuras (alcantarillas y puentes) presentes en el tramo.

DIAGRAMA DE MOVIMIENTOS DIRECCIONALES

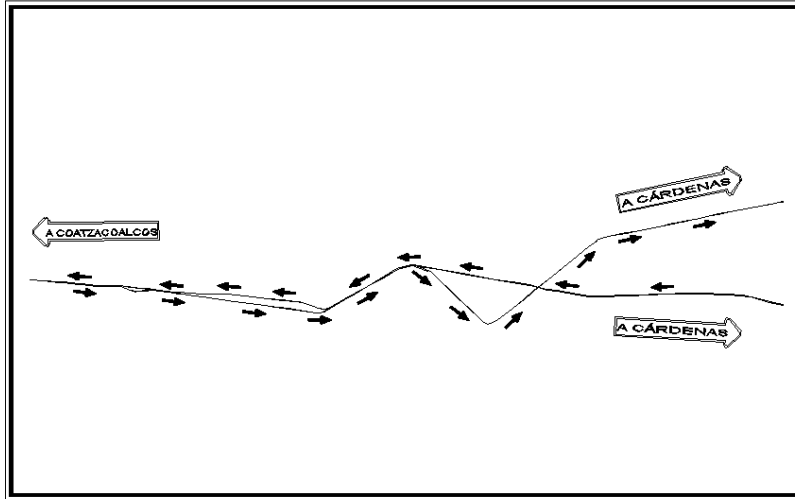


Figura 1.7.7 Diagrama de movimientos direccionales del tramo carretero en estudio

A partir del km 36+000.00 la carretera avanza en tangente como dos cuerpos separados (A y B) hasta el km 41+400.00 aproximadamente, en donde se encuentran los Puentes Tonalá I (Aguas Abajo) y Tonalá II (Aguas Arriba).

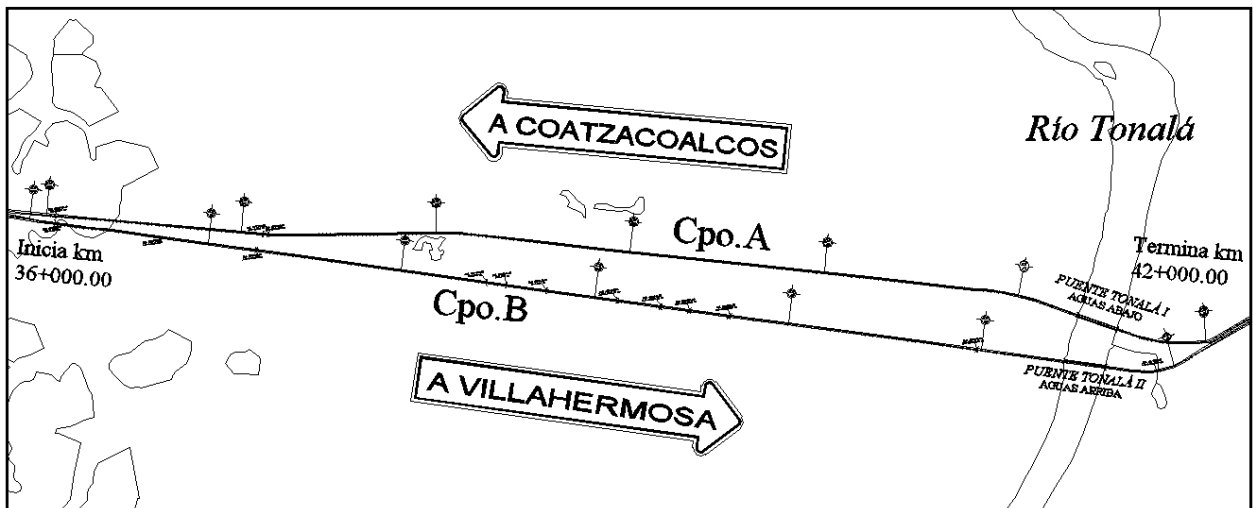


Figura 1.7.8 Tramo del km 36+000.00 al km 42+000.00

Después de los Puentes Tonalá I y II, el camino avanza en curva hasta el km 42+220.00 en donde los cuerpos A y B se unen en un solo tramo de cuatro carriles. El camino continua en tangente hasta el km 45+000.00 para posteriormente continuar en curva horizontal hasta el km 46+000.00. A partir de este punto el camino sigue en tangente hasta el km 56+000.00.

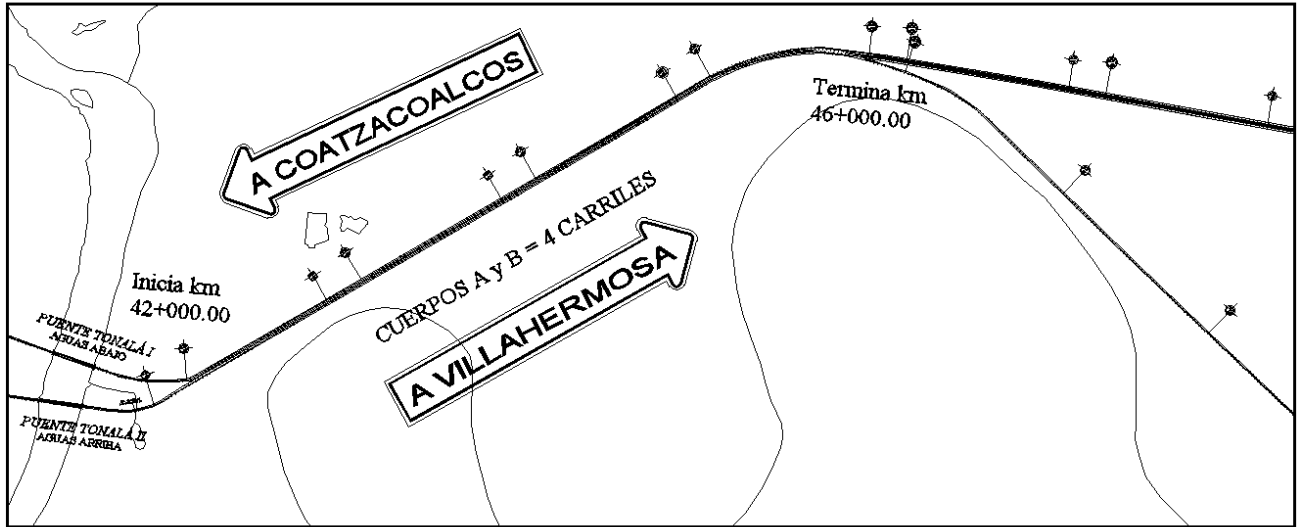


Figura 1.7.9 Tramo del km 42+000.00 al km 48+000.00

En el km 45+600.00 existe un entronque (**Figura 1.7.10**) que desvía el camino hacia la ciudad de La Venta y divide a la carretera federal en dos ejes, los cuales forman parte de la ruta 180; con la diferencia de que uno de ellos es de 4 carriles y el otro de 2 carriles.

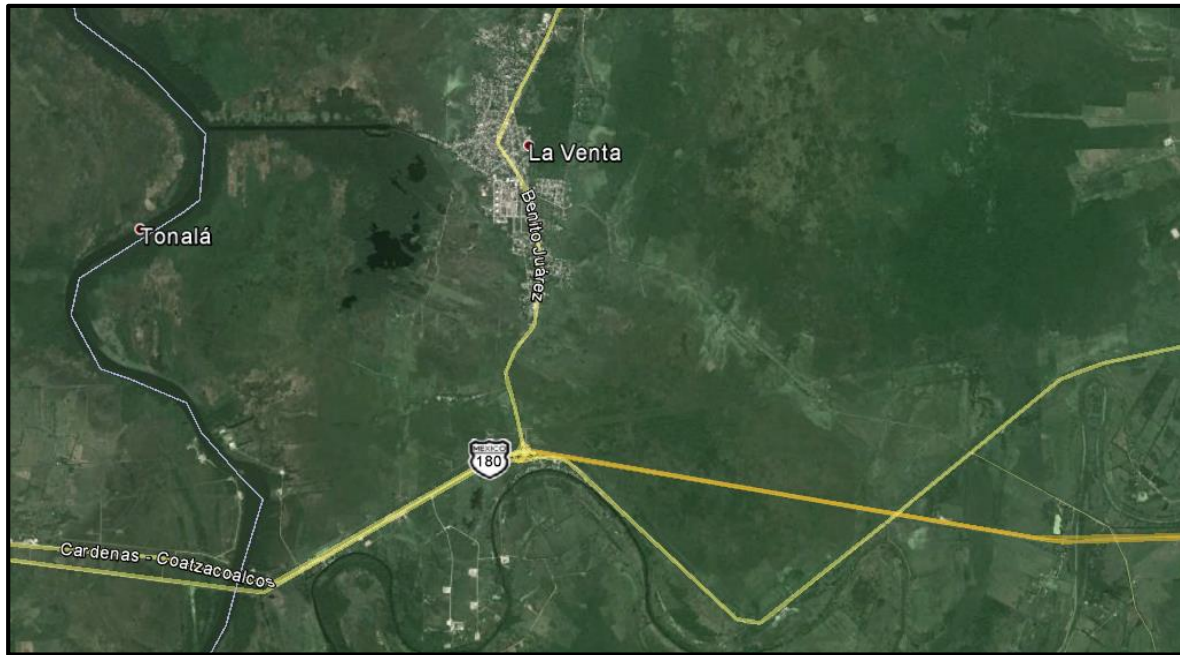


Figura 1.7.10 Entronque hacia "La Venta" en la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa

Existe un cuerpo de dos carriles que corre junto a un afluente del Río Tonalá; el cual se desprende pasando el entronque en el km 45+600.00. En este tramo se pueden presentar complicaciones por la posible crecida del río. Este eje continúa hasta el km 51+620.00 donde se interseca con los cuerpos A y B de cuatro carriles en el km 50+560.00

1.8 Impacto ambiental generado por una carretera

El impacto ambiental es la transformación, modificación o alteración de los componentes del medio ambiente (biótico, abiótico y humano), como resultado del desarrollo de un proyecto en sus diversas etapas (SCT.1999).

Los parámetros para la evaluación del impacto global que produce una carretera pueden clasificarse de la siguiente manera:

- *Magnitud*: se refiere al grado de afección de un impacto concreto sobre un determinado factor. Esta magnitud suele expresarse cualitativamente.
- *Signo*: muestra si el impacto es positivo o negativo o indiferente. En ciertos casos la valoración es subjetiva.
- *Escala espacial o extensión*: tiene en cuenta la superficie espacial afectada por un determinado impacto, este criterio suele ser cuantificable.
- *Duración o persistencia*: conceptualmente este criterio hace referencia a la escala temporal en que actúa un determinado impacto; por ejemplo, el impacto producido por las desviaciones de caudales puede durar sólo la fase de obras o durante toda la explotación.
- *Momento*: fase temporal en que se produce. El criterio puede adaptarse a las etapas del proyecto o hacer referencias a plazos temporales no ligados a aquel (corto, mediano y largo plazo).
- *Certidumbre*: nivel de probabilidad de que se produzca el impacto. Normalmente se clasifica según una escala cualitativa tal como cierto, probable, improbable y desconocido.
- *Reversibilidad*: tiene en cuenta la posibilidad de que, una vez producido el impacto, el sistema afectado pueda volver a su estado inicial.
- *Presencia de medidas correctoras*: especifica si a un determinado impacto se le puede aplicar medidas correctoras y en qué grado.

La calidad de la construcción y sus impactos ambientales dependen en alto grado del tipo de terreno, la experiencia de los trabajadores o del contratista y la calidad de la supervisión durante la construcción. Por lo cual el control de calidad durante la construcción puede reducir significativamente las necesidades de mantenimiento, menor pérdida de suelos, fallas menores en los drenajes o alcantarillas del camino, y como consecuencia disminución de los impactos ambientales.

Se debe evitar en todo lo posible la modificación de terrenos para reducir al mínimo los problemas de drenaje por cambios en la hidrología natural (**Figura 1.8.1**), e implementar un diseño apropiado. Los problemas de drenaje, frecuentemente ocasionan los impactos más grandes en los caminos debido a la erosión, sedimentación y degradación de la calidad del agua.



Figura 1.8.1 Construcción de terraplén cortando el cauce natural del estero Gallo Sapukay en Argentina

1.8.1 Impacto ambiental en la construcción de carreteras y sus medidas de mitigación por etapas

Etapas de preparación del sitio

En la etapa de preparación del sitio para la construcción de una carretera, los impactos ambientales más adversos son los debidos a la contaminación de las corrientes de agua superficiales y la erosión, siendo las medidas de mitigación planteadas el colocar mallas sobre los cuerpos de agua para evitar sólidos suspendidos, disponer el material lejos de las corrientes de agua y establecer presas de decantación para que los sedimentos en suspensión sean retenidos.

Etapas de construcción del camino

Durante la etapa de construcción de un camino los impactos ambientales más importantes se presentan en la hidrología y la estabilidad de suelos.

Algunas medidas de mitigación son: Evitar que los residuos en la construcción de las obras de drenaje caigan en cuerpos de agua superficiales; no disponer las aguas residuales en cuerpos de agua; evitar que las descargas sean directamente en las corrientes naturales; localizar previamente las fuentes de suministro de agua; instalación de sanitarios portátiles, incluyendo el tratamiento de aguas residuales. Respecto a la estabilidad está el suavizar las pendientes de los cortes y terraplenes, cubrir ya sea con suelo fértil, concreto lanzado, geotextiles, entre otros; construir terrazas o bermas para evitar que el agua adquiera velocidad; impermeabilizar la parte alta de los taludes.

Etapas de conservación del camino

Para la etapa de conservación los impactos ambientales adversos más importantes son los debidos a la contaminación generada por el ruido, del agua superficial y subterránea y desequilibrio ecológico, en cuanto la contaminación por ruido las medidas de mitigación planteadas son el colocar pantallas acústicas, diques de tierra, túneles artificiales o arbolado; desviar el tránsito pesado en horario nocturno en zonas urbanas y reducir los límites de velocidad; en cuanto la contaminación del agua las medidas de mitigación son establecer un programa de limpieza y desazolve de cunetas, retirar escombros, construir obras de drenaje necesarias para mantener el patrón hidrológico superficial.

CAPÍTULO 2. CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS EN ZONAS DE INUNDACIÓN

2.1 Introducción

El paso de un camino por zonas de inundación obliga a guardar cierta elevación de la subrasante que se fija de acuerdo con el nivel de aguas máximas extraordinarias, con la sobre-elevación de las aguas producida por el obstáculo que a su paso presentará el camino y con la necesidad de asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento. En estos casos se recomienda que la elevación de la subrasante sea como mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias, estando el dato preciso en función de las características de la zona inundable (SCT.1991).

Cuando el camino se proyecta de manera que el agua puede ascender hasta alcanzar el nivel de las terracerías, se requiere elevar éstas más allá del nivel máximo superior del río o valle, ya sea que se admita o no que el agua entre en contacto con ellas.

Un problema similar se presenta cuando en el proyecto, el camino debe pasar a un lado de un lago o cualquier otra extensión grande de agua, teniéndose la necesidad de llevar a cabo un análisis de estabilidad de los terraplenes, para evitar el posible daño por el problema de drenaje que seguramente se presentará en estos casos. El proyectista debe tener el cuidado necesario para evitar que el trazo del eje del camino quede cerca de lugares sumamente húmedos en los que es probable que existan manantiales que suelen ser muy perjudiciales al camino, esto es más importante cuando el proyecto se desarrolla en una sección en balcón.

El proyecto de la subrasante, también deberá tomar en cuenta los posibles problemas de drenaje, sobre todo en que la superficie sea drenada rápida y correctamente y que esté protegida contra probables inundaciones, sin importar el costo (SCT.2011).

2.2 Drenaje en carreteras

Se define sistema de drenaje de una carretera como el dispositivo específicamente diseñado para la recepción y evacuación de las aguas que pueden afectar directamente a las características funcionales de cualquier elemento integrante de la carretera.

El proyecto de drenaje de una carretera es de suma importancia debido a que no solo es necesario para poder dar desalojo al agua, sino porque las alcantarillas fijan los niveles mínimos de la subrasante de la carretera; y además el proyecto integral de drenaje puede abarcar una tercera parte del presupuesto total de un camino.

Un buen proyecto de drenaje es funcional si logra evitar los remansos aguas arriba del terraplén, evitar colapsos de la carretera por el paso de algún escurrimiento y evitar la inundación de la misma.

El diseño de los sistemas de drenaje deberá tener en consideración los siguientes puntos (SCT.2011):

- 1.-Desalojar de manera eficiente y rápida el agua que escurre sobre la corona del camino y los taludes del terraplén, con la finalidad de evitar la inundación de los tramos más bajos del camino.
- 2.-Alejar del pavimento el agua freática, así como los posibles acuíferos existentes, empleando para ello sistemas de sub-drenaje.
- 3.-Tomar en cuenta especialmente los cauces naturales tales como los barrancos o cañadas o partes muy bajas, diseñando obras que no varíen su sección hidráulica para periodos de retorno óptimos, ya que las avenidas son la causa principal de destrucción de las obras mayores de drenaje.
- 4.-No suponer un peligro adicional para la seguridad del conductor empleando para ello taludes suaves y redondeando las aristas mediante bordes curvos, evitando así posibles accidentes adicionales
- 5.-Proteger el ambiente, evitando que se produzca el menor daño posible a la vegetación, a la fauna y en general al entorno existente alrededor del camino.

2.2.1 Ubicación y cruce de una alcantarilla

La correcta ubicación de una alcantarilla en una carretera estará en función del esviaje (ángulo de inclinación del escurrimiento respecto a una línea normal al eje del camino) que se presente; así como de la conformación del relieve y la pendiente del terreno natural.

Es muy importante establecer correctamente el eje de la obra; ya que de esto dependerá el buen funcionamiento de la alcantarilla. El eje de la obra se define como una línea que cruza transversalmente el eje del camino. La ubicación del eje debe garantizar la captación del escurrimiento en la entrada; y en la salida, tener una descarga que no dañe las terracerías (a causa de la erosión por el agua) o el cauce de algún otro cuerpo de agua.

Es preferible que el eje de la obra de drenaje sea normal al eje del camino, porque de esta forma se acorta la longitud de la alcantarilla y se disminuyen los costos en el material. La longitud de las alcantarillas estará en función de los elementos geométricos del camino tales como el ancho de corona, la altura y talud del terraplén, y el ángulo de esviaje del escurrimiento.

En muchas ocasiones el escurrimiento se presenta con cierta inclinación con respecto al eje del camino y no es recomendable forzar su entrada a través de una alcantarilla con cruce normal (Figura 2.2.1), en estos casos se propone utilizar una alcantarilla esviajada que permita al escurrimiento continuar con su flujo natural y así evitar daños estructurales a la entrada de la obra.

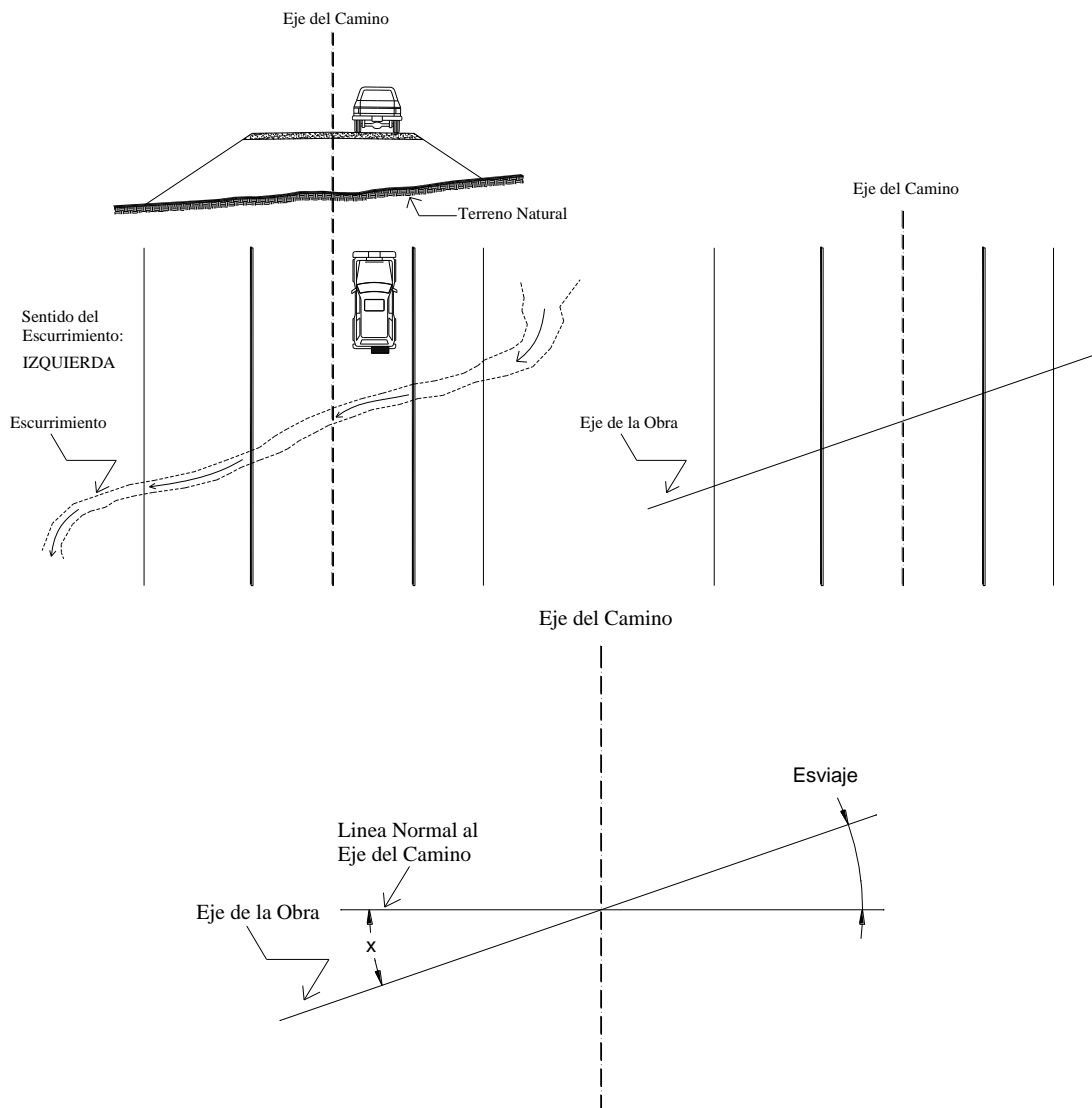


Figura 2.2.1 Esquema del Esviaje de una alcantarilla

2.2.2 Tipos de obras de drenaje

La selección del tipo de alcantarilla tiene su base en el tipo de suelo de cimentación, las dimensiones de la misma y requisitos de la topografía, y de la economía relativa de los diferentes tipos posibles y adecuados de estructura.

A su vez, dependiendo de su forma y material, las alcantarillas pueden clasificarse en: alcantarillas de tubo, construidas de concreto reforzado, lámina corrugada o polietileno de alta densidad, alcantarillas de cajón, construidas de concreto reforzado, alcantarillas de bóveda, construidas de mampostería o de concreto simple y alcantarillas de losa, construidas de concreto reforzado.

Alcantarillas tubulares

Las alcantarillas de tubo son muy útiles en pendientes fuertes del terreno y para situaciones en las que el colchón del terraplén sea mayor a diez metros. En el proceso constructivo de estas estructuras se lleva a cabo un arropo con material de calidad subrasante que favorece el efecto de arco sobre el tubo, ayudando a que las cargas se distribuyan de manera tangencial al diámetro.

En la actualidad el tipo de alcantarillas que se usan en las carreteras son en su mayoría tubos de concreto, lámina o polietileno de alta densidad; y los diámetros varían de acuerdo al fabricante.



Figura 2.2.3 Alcantarilla tubular de concreto



Figura 2.2.2 Alcantarilla de Lámina



Figura 2.2.5 Salida de tubo de concreto de 0.90 m de Φ empotrada en cabezote



Figura 2.2.4 Alcantarilla de tubo de polietileno de alta densidad

Las líneas de tubería se encuentran empotradas a la entrada y a la salida en unos muros de concreto llamados cabezotes.

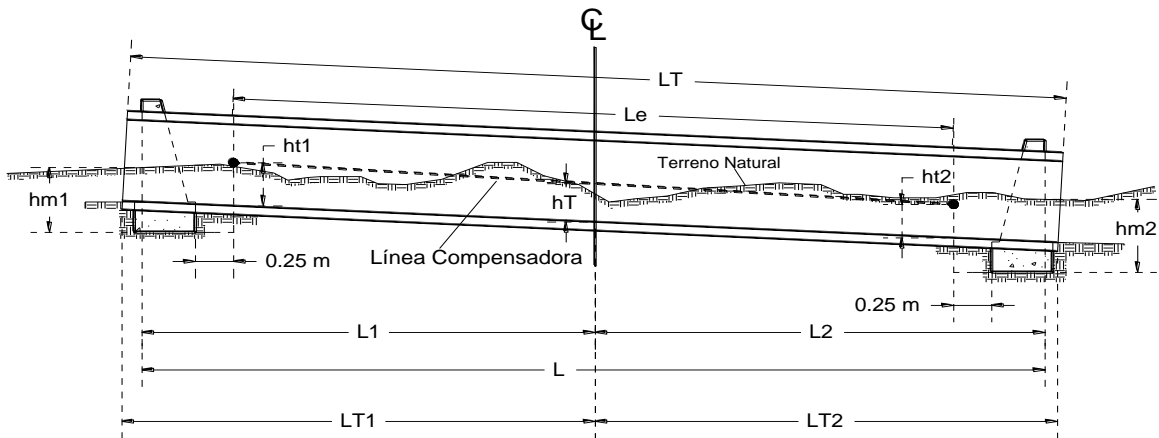


Figura 2.2.6 Corte longitudinal de tubo de concreto para proyecto tipo.

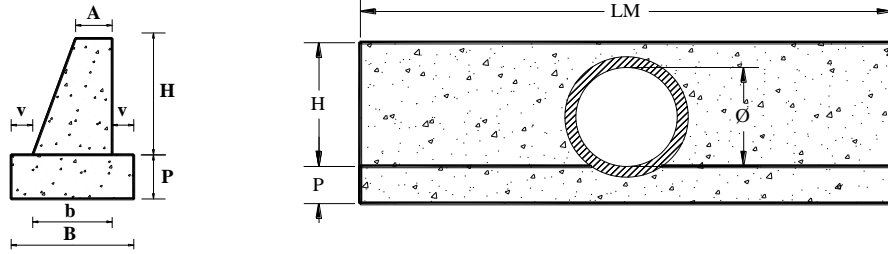


Figura 2.2.7 Proyectos tipo de corte longitudinal de alcantarilla tubular y cabezote de concreto

Para un proyecto de drenaje, es recomendable no dimensionar estrictamente los diámetros de los tubos; sino que se requiere sobredimensionarlos para así poder prever posibles reducciones de sección ocasionadas por depósito o acumulación de material producto del arrastre de vegetación o de otros elementos.

Cuando las dimensiones de una tubería no satisfacen las condiciones del gasto que pasará a través de la carretera, se utilizan otras estructuras con mayores dimensiones, que se construyen directamente en campo como las losas de drenaje, cajones de concreto, bóvedas de concreto ciclópeo o arcos metálicos.

Losas y Cajones de Concreto Armado

Las dimensiones de obras de drenaje menor de un proyecto de carretera no sobrepasan los seis metros de longitud de claro, si esto sucede; la obra es considerada de drenaje mayor y requiere otro tipo de estructura, es decir, un puente. Por esta razón las losas, cajones y bóvedas no se diseñan con más de seis metros de claro.

Las losas y cajones son útiles en situaciones en las que el terraplén de una carretera no está muy elevado, ya que estas pueden funcionar a nivel de rasante o condición de colchón cero sobre la losa, sin embargo el límite de colchón que puede soportar una losa es de cinco metros.

Las bóvedas de concreto ciclópeo se utilizan cuando se tiene un escurrimiento considerable y un terraplén elevado. Estas estructuras pueden tener seis metros de altura y aún soportar colchones sobre su clave de ocho metros.

En las **Figuras 2.2.8** y **2.2.9** se muestran un cajón de concreto y una losa de drenaje respectivamente. En las imágenes se observa que funcionan en dirección transversal al camino y bajo diferentes condiciones de carga.



Figura 2.2.9 Losa de drenaje



Figura 2.2.8 Cajón de concreto de 6.00 x 6.00 m

Las estructuras aquí mencionadas cuentan con unos elementos llamados aleros, los cuales tienen la función de impedir que las terracerías se derramen e invadan el paso del escurrimiento a través de la estructura.

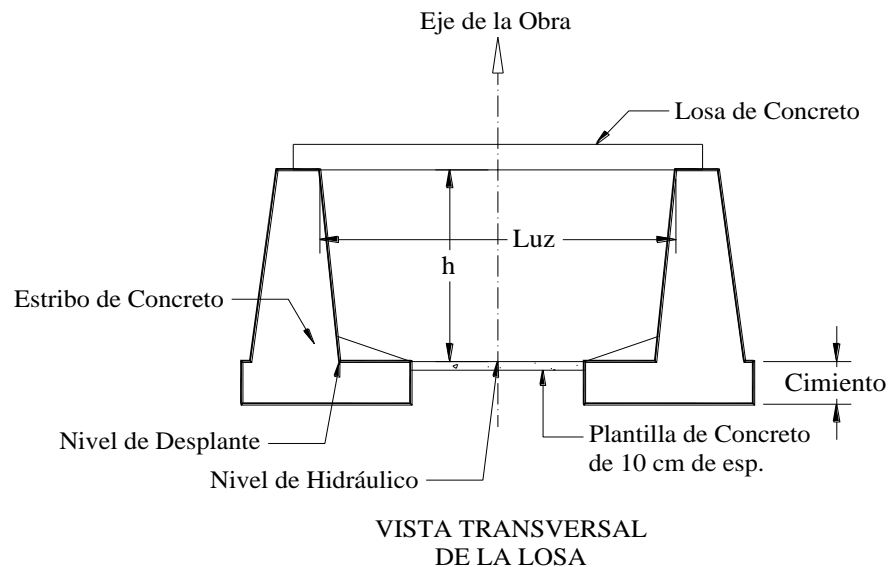


Figura 2.2.10 Corte transversal de losa de drenaje para proyecto tipo

2.2.3 Diseño hidrológico de las alcantarillas

Uno de los datos fundamentales que se requiere para proyectar cualquier obra de drenaje es el gasto de la corriente en avenidas máximas extraordinarias asociadas a un cierto periodo de retorno.

La determinación del gasto de la corriente es un factor relevante; ya que determinará el costo inicial del proyecto de drenaje de una carretera. Por lo tanto, es necesario determinar el gasto de diseño lo más correctamente posible para evitar problemas en el dimensionamiento de las alcantarillas.

Algunos de los métodos más usados para determinar las avenidas máximas en los proyectos de drenaje en carreteras son los siguientes (SCT.2011):

-Empíricos: Se usan especialmente cuando haya existido ninguna alcantarilla en el lugar y cuando no hay datos respecto al gasto máximo del arroyo ni datos de precipitación pluvial. Este método consiste en el empleo de ciertas fórmulas empíricas para calcular el área hidráulica en función del área drenada y de las características topográficas de la cuenca por drenar. Algunos de los métodos utilizados son el de Creager y Lowry que proporcionan el gasto de diseño en función del área de la cuenca y un coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente.

-Semiempíricos: Son aquellos métodos similares a los empíricos, pero en éstos se hace intervenir además la intensidad de lluvia en relación funcional que define el gasto de diseño, y están basados en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren unos de otros en el mayor o menor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo.

-Estadísticos: De acuerdo con la SCT, los métodos estadísticos son aplicables en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gastos ocurridos y dichos métodos están basados en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos, diferenciándose unos de los otros en la forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tiene la población.

-Hidro-meteorológicos: Se encuentran basados en la determinación de la precipitación máxima probable (PMP), a partir de métodos meteorológicos, para determinar la tormenta de diseño, y en convertir dicha tormenta en el hidrograma de diseño mediante una relación precipitación-escurrimiento.

Existen otros métodos para determinar las dimensiones de las alcantarillas cuando no se cuenta con información que permita realizar el análisis hidrológico, como el método de comparación.

El procedimiento de comparación se aplica en aquellos casos en los que se trata de construir una nueva alcantarilla en un lugar donde ya había otra, o cerca de otra alcantarilla existente en el mismo arroyo; este procedimiento es aplicable cuando las huellas de los niveles máximos del agua encontradas en la alcantarilla existente sean claras.

Generalmente, cuando se proyectan las obras de drenaje se debe proporcionar el área hidráulica de éstas de manera que nunca trabajen como conducto lleno (**Figura 2.2.11**), ya que ello supone que el nivel del agua se eleve a la entrada de la alcantarilla lo que traería como consecuencia inundaciones de los terraplenes adyacentes.



Figura 2.2.11 Ejemplo de alcantarillas funcionando a superficie libre

2.3 Reconocimiento y ubicación de las obras de drenaje transversal existentes en la zona de estudio.

Considerando que la presencia de una carretera interrumpe la continuidad de la red de drenaje natural del terreno, debe procurarse un sistema que restituya dicha continuidad, permitiendo su paso bajo la carretera en condiciones tales que se afecte lo menos posible la circulación de agua a través del camino.

Dentro de las obras de drenaje transversal se tienen las obras de drenaje menor y las obras de drenaje mayor. Las primeras constituyen pequeñas obras de paso y las segundas son las grandes obras de paso, las cuales se realizan para salvar grandes claros y desniveles como son puentes y viaductos.

Ubicación de las obras de drenaje transversal en la carretera

Conocer el tipo de alcantarillas y su ubicación a lo largo del tramo de estudio, servirá como base para el análisis del funcionamiento de la carretera.

El reconocimiento de las alcantarillas se realizó de manera visual mediante imágenes de satélite como Google Earth y Google Maps. La visión de calle que ofrecen estas herramientas brindó la ayuda suficiente para observar y poder definir el tipo y dimensión de las alcantarillas existentes en el tramo. En los casos en que la limitación de las imágenes no permitió observar determinadas zonas del tramo carretero, las alcantarillas y sus respectivas dimensiones fueron propuestas con base en la experiencia.

De acuerdo a lo observado, el tramo cuenta con alcantarillas de tipo tubo, losa y cajón.

A continuación se presenta una relación de las obras de drenaje transversal existentes en la carretera federal 180 en el estado de Tabasco; en donde las siglas T.C y L.C significan tubo de concreto y losa de concreto respectivamente.

CARRETERA : COATZACOALCOS - VILLAHERMOSA
T R A M O : COATZACOALCOS-LIM DE EDOS.VER./TAB.-LA VENTA (CPO. A)
SUB-TRAMO : DE KM 36+000.00 A KM 41+500.00

Tabla 2.3.1 Alcantarillas 36+000.00-41+500.00. Cuerpo A

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|--------|-------------------|
| 1 | 36+046.44 | Normal | T.C=1.50 m Φ |
| 2 | 37+112.66 | Normal | T.C=1.50 m Φ |
| 3 | 37+138.65 | Normal | L.C=6.00x3.00 m |



Figura 2.3.1 Losa de 6.00 x 3.00 m en la estación 37+138.65 del cuerpo A.

CARRETERA : COATZACOALCOS - VILLAHERMOSA
T R A M O : COATZACOALCOS-LIM DE EDOS.VER./TAB.-LA VENTA (CPO. B)
SUB-TRAMO : DE KM 36+000.00 A KM 41+500.00

Tabla 2.3.2 Alcantarillas 36+000.00-41+500.00. Cuerpo B

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|--------|-------------------|
| 1 | 36+207.19 | Normal | T.C=1.50 m Φ |
| 2 | 36+719.58 | Normal | L.C=2.00 x 1.50 m |
| 3 | 37+249.93 | Normal | L.C=6.00 x 3.00 m |
| 4 | 38+441.50 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 5 | 38+542.42 | Normal | T.C=1.50 m Φ |
| 6 | 38+749.43 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 7 | 39+117.14 | Normal | L.C=4.00 x 2.00 m |

Tabla 2.3.2 (continuación)

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|------------|-----------------|-------------------|-----------------------|
| 8 | 39+341.50 | Normal | L.C=4.00 x 2.00 m |
| 9 | 39+489.74 | Normal | L.C=4.00 x 2.00 m |
| 10 | 39+698.23 | Esv. 7°, 00' Der. | L.C=3.00 x 1.50 m |
| 11 | 40+974.86 | Normal | L.C=5.00 x 2.50 m |



Figura 2.3.2 Losa de 6.00 x 3.00 m en la estación 37+249.93

CARRETERA : COATZACOALCOS - VILLAHERMOSA
T R A M O : LIM. DE EDOS. VER. /TAB.-LA VENTA (CPO. A)
SUB-TRAMO : DE KM 41+400.00 A KM 45+000.00

Tabla 2.3.3 Alcantarillas 41+400.00-45+000.00. Cuerpo A

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|------------|-----------------|-------------------|-----------------------|
| 1 | 41+440.00 | PUENTE "TONALÁ I" | |
| 2 | 43+054.10 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 3 | 43+183.11 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 4 | 43+225.85 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 5 | 43+245.22 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 6 | 43+326.15 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 7 | 43+456.67 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 8 | 43+877.64 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 9 | 44+039.49 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |

Tabla 2.3.3 (continuación)

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|--------|---------------------|
| 10 | 44+369.34 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 11 | 44+549.93 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 12 | 44+557.48 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 13 | 44+572.58 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 14 | 44+837.35 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |



Figura 2.3.3 Cajón de 2.00 x 2.00 m en la estación
43+054.10 Cuerpos A y B

CARRETERA : COATZACOALCOS - VILLAHERMOSA
T R A M O : LIM. DE EDOS.VER. /TAB.-LA VENTA (CPO. B)
SUB-TRAMO : DE KM 41+400.00 A KM 45+000.00

Tabla 2.3.4 Alcantarillas 41+400.00-45+000.00. Cuerpo B

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|--------------------|---------------------|
| 1 | 41+520.00 | PUENTE "TONALÁ II" | |
| 2 | 41+900.72 | Esv. 15°, 00' Der. | L.C=6.00x3.00 m |
| 3 | 43+253.63 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 4 | 43+382.77 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 5 | 43+425.42 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 6 | 43+444.56 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 7 | 43+525.80 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 8 | 43+656.38 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 9 | 44+076.91 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 10 | 44+239.28 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |

Tabla 2.3.4 (continuación)

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|--------|-------------------|
| 11 | 44+568.85 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 12 | 44+749.97 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 13 | 44+757.24 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 14 | 44+772.35 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |

CARRETERA : COATZACOALCOS - VILLAHERMOSA
T R A M O : LA VENTA-CHONTALPA (CPO.A)
SUB-TRAMO : DE KM 45+000.00 A KM 56+000.00

Tabla 2.3.5 Alcantarillas 45+000.00 a km 56+000.00. Cuerpo A

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|-------------------|-------------------|
| 1 | 45+311.65 | Esv. 6°,00' Izq. | L.C=2.50X1.00 m |
| 2 | 45+378.68 | Esv. 4°,00' Der. | L.C=2.50X1.00 m |
| 3 | 46+824.37 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 4 | 47+365.44 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 5 | 48+087.08 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 6 | 49+830.93 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 7 | 50+031.51 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 8 | 50+187.60 | Normal | 3 T.C=1.50 m Φ |
| 9 | 50+525.40 | Normal | 2 T.C=1.50 m Φ |
| 10 | 50+563.48 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 11 | 51+322.74 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 12 | 51+462.83 | Normal | 3 T.C=1.50 m Φ |
| 13 | 51+642.72 | Normal | 2 T.C=1.50 m Φ |
| 14 | 51+843.32 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 15 | 52+084.17 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 16 | 52+362.06 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 17 | 52+591.88 | Normal | 2 L.C=6.00x2.00 m |
| 18 | 52+700.00 | PUENTE | |
| 19 | 52+961.57 | Normal | 2 T.C=1.50 m Φ |
| 20 | 53+092.02 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 21 | 53+275.68 | Esv. 11°,00' Izq. | T.C=1.20 m Φ |



Figura 2.3.4 Losa doble de concreto de 6.00 x 2.00 m en la estación 52 +591.88

CARRETERA : COATZACOALCOS - VILLAHERMOSA
T R A M O : LA VENTA-CHONTALPA (CPO.B)
SUB-TRAMO : DE KM 45+000.00 A KM 56+000.00

Tabla 2.3.6 Alcantarillas 45+000.00 a km 56+000.00. Cuerpo B

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|------------------|-------------------|
| 1 | 45+037.23 | Normal | Cajón=2.00x2.00 m |
| 2 | 45+507.87 | Esv. 6°,00' Izq. | L.C=2.50X1.00 m |
| 3 | 45+570.87 | Esv. 4°,00' Der. | L.C=2.50X1.00 m |
| 4 | 47+011.30 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 5 | 47+552.69 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 6 | 48+274.26 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 7 | 50+018.61 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 8 | 50+218.59 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 9 | 50+363.64 | Normal | 3 T.C=1.50 m Φ |
| 10 | 50+711.45 | Normal | 2 T.C=1.50 m Φ |
| 11 | 50+749.87 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 12 | 51+509.47 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 13 | 51+650.14 | Normal | 3 T.C=1.50 m Φ |
| 14 | 51+829.82 | Normal | 2 T.C=1.50 m Φ |
| 15 | 52+030.29 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 16 | 52+271.31 | Normal | T.C=1.20 m Φ |

Tabla 2.3.6 (continuación)

| No. | ESTACIÓN | CRUCE | OBRA EXISTENTE |
|-----|-----------|------------------|---------------------|
| 17 | 52+552.37 | Normal | T.C=1.20 m Φ |
| 18 | 52+782.38 | Normal | 2 L.C=6.00x2.00 m |
| 19 | 52+900.00 | PUENTE | |
| 20 | 53+151.93 | Normal | 2 T.C=1.50 m Φ |
| 21 | 53+282.52 | Normal | 2 T.C=1.20 m Φ |
| 22 | 53+470.03 | Esv.11°,00' Izq. | T.C=1.20 m Φ |



Figura 2.3.5 2 tubos de concreto de 1.50 m de Φ en la estación 53+151.93

El conteo final de alcantarillas es de 47 obras. Dentro de las cuales se tienen veintiséis alcantarillas tubulares con diámetros de 1.20 y 1.50 metros, doce losas de drenaje y nueve cajones de concreto armado.

2.3.1 Obras complementarias de drenaje

Las obras complementarias de una carretera, como su nombre lo dice, sirven para completar el sistema de drenaje. Estas obras trabajan en unión con las obras de drenaje transversal para que el sistema pueda funcionar correctamente.

Dentro de las obras observadas en el tramo carretero de estudio se tienen canales, bordillos y lavaderos.

Canal de drenaje pluvial

En la carretera con tramo **LIM. DE EDOS.VER./TAB.-LA VENTA** existe un canal triangular entre los cuerpos A y B que corre del km 42+160.00 hasta el km 44+460.00 (Tomando como referencia el eje A).

Este canal triangular funciona como drenaje pluvial, transportando el agua de lluvia por gravedad a la obra de drenaje transversal más cercano; con el fin de dar alivio al agua acumulada en la superficie de rodamiento del camino.



Figura 2.3.6 Canal de drenaje pluvial entre los cuerpos A y B del km 42+160.00-44+460.00

Los bordillos son pequeños parapetos que se construyen en las orillas de la corona de los terraplenes para evitar que el agua escurra por los taludes ocasionando su erosión; siendo especialmente útiles en terraplenes construidos con materiales arenosos. En los extremos de

los terraplenes se interrumpen y las aguas se canalizan hacia los lavaderos que las desalojan sin peligro.



Figura 2.3.7 Bordillos en la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa

El lavadero es el elemento encargado de eliminar el agua canalizada por los bordillos, cunetas y contracunetas. Deben tener una sección holgada, que evite derrames, así como una descarga apropiada que anule los efectos de erosión regresiva en su pie, que han causado tantas fallas a estas obras complementarias de drenaje.



Figura 2.3.8 Lavaderos en la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa

*CAPÍTULO 2. CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS
EN ZONAS DE INUNDACIÓN*

CAPÍTULO 3. MODELO HIDROLÓGICO

3.1 Introducción

Modelar la relación que existe entre la precipitación y el escurrimiento es un problema fundamental de la hidrología. Contar con el modelo correcto permite tener una buena estimación de los flujos de agua generados en una cuenca y así poder prevenir inundaciones.

Conocer el gasto de diseño de las alcantarillas es una tarea primordial para la proyección y construcción de este tipo de estructuras.

El diseño hidrológico de las obras de drenaje en carreteras es limitado como consecuencia de la falta de información y sobre todo de tiempo, esta situación genera que los flujos hidrológicos en el diseño de carreteras contengan un alto grado de incertidumbre.

En la mayoría de los casos, la dimensión de las alcantarillas se obtiene con base en la fórmula empírica de Talbot.

$$AHN = 0.1832 * C * \sqrt[4]{A^3} \quad \text{(Ecuación 3.1.1)}$$

donde:

C =Coeficiente de escurrimiento en función de la topografía y para una precipitación de diez centímetros por hora.

A =Área en hectáreas de la cuenca de aportación.

AHN = Área hidráulica necesaria en metros cuadrados.

Tabla 3.1.1 Valores del coeficiente C de la fórmula de Talbot para distintos tipos de terreno

| TIPO DE TERRENO | C |
|-----------------|------|
| ESCARPADO | 1.00 |
| MONTAÑOSO | 0.80 |
| LOMERIO | 0.60 |
| ONDULADO | 0.50 |
| PLANO | 0.30 |

La fórmula de Talbot es un método muy conservador, el cual fue aceptado a principios del siglo pasado por la falta de conocimientos en hidrología e hidráulica; aun así, actualmente se usa la fórmula de Talbot para dimensionar las obras de drenaje, debido a la practicidad y rapidez que otorga a los proyectistas.

Puede observarse que este método no considera ningún estudio hidrológico; así como tampoco las características del suelo de estudio ni los principios de hidráulica elementales.

Al emplear la fórmula de Talbot, se obtienen como resultados valores que se encuentran por arriba de lo real; y esto da como resultado el sobredimensionamiento de las alcantarillas

y por lo tanto la elevación de costos. Sin embargo, el sobredimensionamiento de las estructuras ha evitado que se presenten colapsos del cuerpo carretero, así como inundaciones de la carretera.

Es preferible utilizar otro tipo de métodos que consideren más características del punto de estudio, para obtener un resultado más exacto de los gastos de diseño; y solo utilizar la fórmula de Talbot cuando no se cuente con la información necesaria.

Para la cuenca del Río Tonalá, se realizó un análisis de escurrimiento con el objetivo de encontrar el caudal que se generó en la cuenca hidrográfica para el evento de precipitaciones extraordinarias del 2009. Para este capítulo y el desarrollo del modelo hidrológico, se usó el *Modelo para Pronóstico de Escurrimiento (MPE)* desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Este modelo se desarrolló con el objeto de pronosticar los escurrimientos de una cuenca mediante un *modelo de parámetros distribuidos* (Domínguez et al, 2008).

3.2 Descripción del modelo

El método empleado para la producción del escurrimiento está basado en el Soil Conservation Service (SCS), con una modificación que permite considerar el secado del suelo después de una lluvia. La transferencia del escurrimiento se hace con el método de Clark modificado. El programa trabaja con la información de una red de estaciones pluviográficas instaladas en la cuenca y con los parámetros hidrológicos de la cuenca en forma de malla, obtenidos con la ayuda de un SIG (Sistema de Información Geográfica).

Anterior al procesamiento hidrológico se requiere de un pre-procesamiento de la información espacial donde se determinen las propiedades físicas de la cuenca, el cual se lleva a cabo dentro de programas SIG, estos datos son necesarios para el programa de modelación MPE. Este procesamiento se realiza analizando la información del Modelo digital de elevación (**Figura3.2.1**), con ayuda de la extensión HEC-GeoHMS, la cual genera la red de corrientes y los parteaguas de las sub-cuencas en una estructura de datos hidrológicos que representa la respuesta de la cuenca a la precipitación.

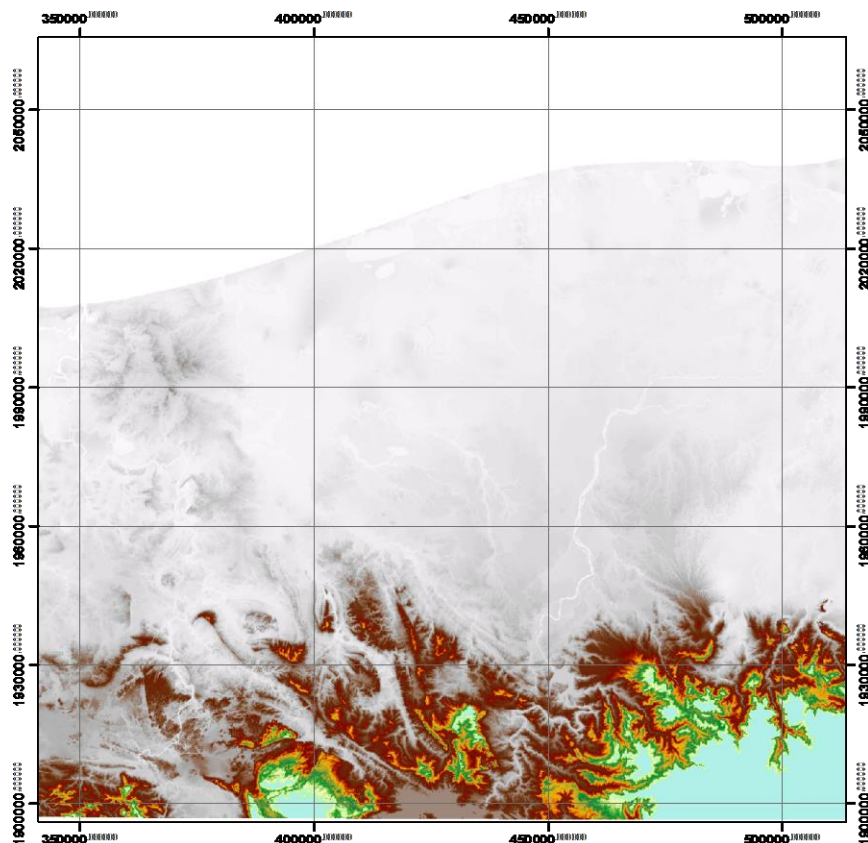


Figura 3.2.1 Modelo digital de elevación para la cuenca del río Tonalá

Con ayuda de ARCGIS se llevó a cabo el pre-procesamiento de la información para el trazo de las sub-cuencas del área de estudio. Dentro de este desarrollo se realizó el análisis de las direcciones y acumulación del flujo; y así poder definir la segmentación de las corrientes con base en su respectiva cuenca. Una vez definidas las corrientes se realizó el trazo de las sub-cuencas como se muestra en la **Figura 3.2.2**. Posteriormente se seleccionaron los puntos de drenaje de las sub-cuencas de interés para construir la cuenca de aportación para la zona de estudio.

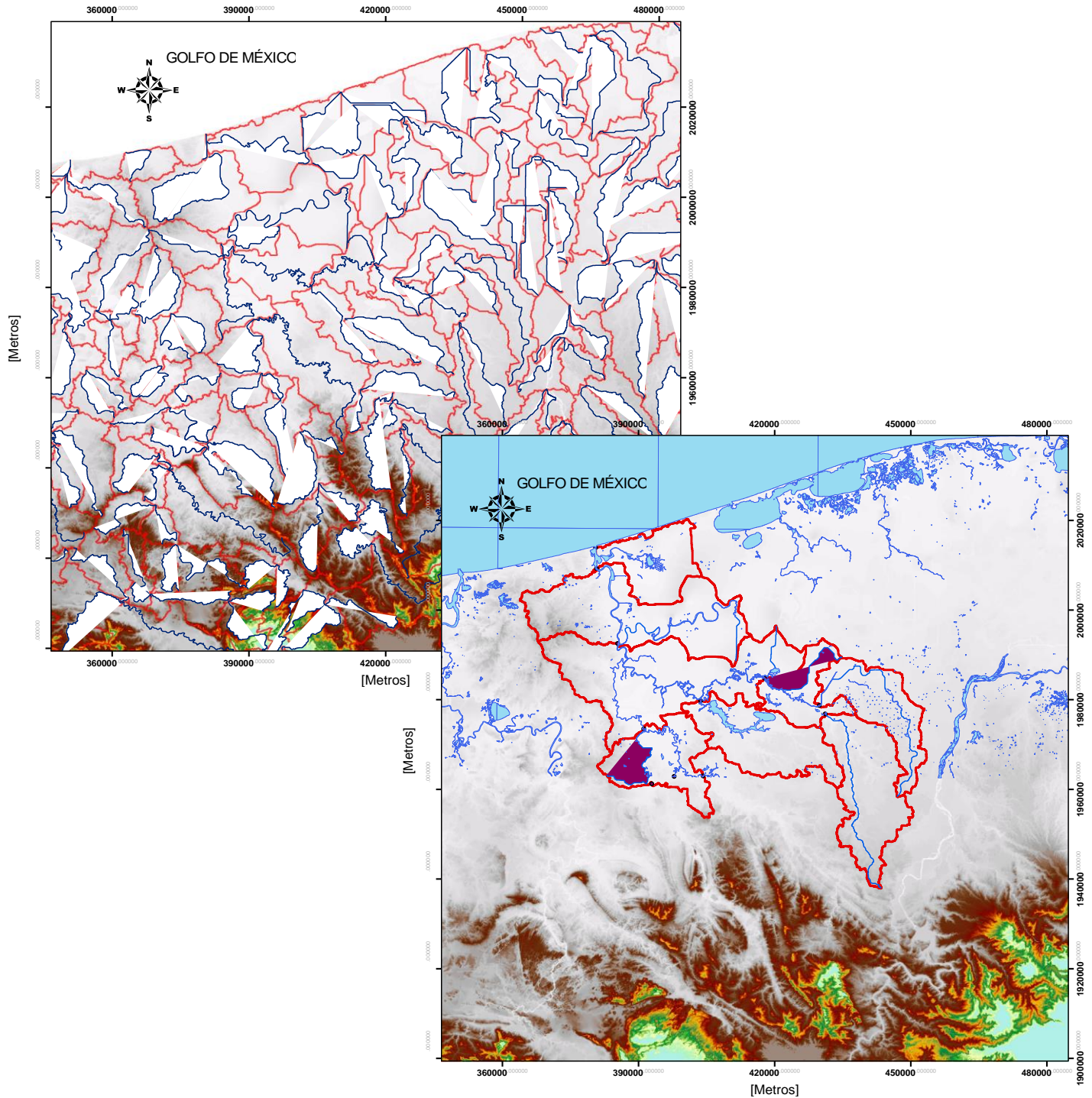


Figura 3.2.1 Trazo de sub-cuencas y construcción de la cuenca principal de en función de los puntos de drenaje

La precipitación en la cuenca se obtuvo interpolando la lluvia registrada en las estaciones pluviográficas utilizando el método de Shepard.

3.2.1 Método de Shepard

El método de Shepard consiste en obtener una media pesada de los valores registrados en N sitios próximos al punto de interpolación, utilizando como peso el inverso de la distancia del punto por interpolar a los puntos dato que le rodean. El método de Shepard es parecido al del inverso de la distancia, pero introduce procedimientos de mínimos cuadrados.

La función $hp: z = hp(x, y)$ para $(x, y) \in B$, donde B es una región arbitraria del plano x, y , se interpola para los puntos (x_j, y_j) dados por la función:

$$\phi(x, y) = \sum_{j=0}^N w_j(x, y) hp_j \quad \text{(Ecuación 3.2.1)}$$

Donde el factor de peso de cada estación se determina como:

$$w_j(x, y) = \frac{\frac{1}{r_j^\mu}}{\sum_{i=0}^N \frac{1}{r_i^\mu}}, 0 < \mu < \infty \quad \text{(Ecuación 3.2.2)}$$

$$r_j(x, y) = \sqrt{(x - x_j)^2 + (y - y_j)^2}, j = 0, \dots, N \quad \text{(Ecuación 3.2.3)}$$

Donde

$\phi(x, y)$ punto por interpolar

N número de estaciones de lluvia

w_j factor de peso de la estación j

$r_j(x, y)$ distancia desde el punto (x, y) a la estación j

μ coeficiente de calibración

Se recomienda que $2 \leq \mu \leq 6$ (Domínguez et al., 2008).

El modelo de producción de escurrimiento del MPE es basado en el método de curva del Soil Conservation Service (SCS-CN) se basa en la ecuación de balance hídrico y en dos hipótesis fundamentales. La primera hipótesis establece que la razón entre el volumen de escurrimiento directo y el escurrimiento potencial máximo es igual a la razón entre la infiltración real y la infiltración potencial máxima. La segunda hipótesis establece que la infiltración inicial es una fracción de la retención potencial. La ecuación de balance hídrico y las hipótesis expresadas son, respectivamente:

$$P = Pe + Ia + Fa \quad \text{(Ecuación 3.2.4)}$$

$$\frac{Pe}{P - Ia} = \frac{Fa}{S} \quad \text{(Ecuación 3.2.5)}$$

$$Ia = \lambda S \quad \text{(Ecuación 3.2.6)}$$

Donde

P precipitación total

Ia infiltración inicial

Fa infiltración acumulada

Pe precipitación efectiva

S infiltración potencial máxima

La versión actual del método supone que $Ia = 0.2S$ para aplicaciones prácticas

La forma más extendida del método se determina a partir de la combinación de las ecuaciones

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}; Ia \leq P \quad \text{(Ecuación 3.2.7)}$$

Sustituyendo $Ia = 0.2S$

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P - 0.8S} \quad \text{(Ecuación 3.2.8)}$$

El valor de S , en centímetros, está dado por

$$S = \frac{2540 - (25.4 * CN)}{CN} \quad \text{(Ecuación 3.2.9)}$$

Entonces

$$Pe = \frac{\left(P - \frac{508}{CN} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad \text{(Ecuación 3.2.10)}$$

Donde CN es el número de curva; el cual se determina a partir del uso y tipo de suelo. Este parámetro es el más generalizado y fácil de adaptar a cualquier región. Fue desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos en 1972. Este método se basa en la estimación directa de la escorrentía superficial de una lluvia aislada a partir de características del suelo, uso del mismo y de su cubierta vegetal.

Tabla 3.2.1 Clasificación hidrológica de los tipos de suelos según su permeabilidad

| Clave de clasificación FAO | Suelos | Tipo hidrológico de suelo | Permeabilidad | Propiedades |
|----------------------------|--|---------------------------|---------------|--|
| T | Andosoles | A | Muy alta | Arenas con poco limo y arcilla (escurrimiento mínimo) |
| Q | Arenosoles | | | |
| J | Fluvisoles | | | |
| O | Histosoles | | | |
| U | Ranker | | | |
| X, Y | Calcisoles (antes xerosol y yermosol) | B | Buena | Arenas finas y limos |
| I, E | Leptosoles (antes litosoles y rendizinas) | | | |
| Z | Solonchanks | | | |
| D | Podzoles | | | |
| F | Ferralsoles | | | |
| R | Regosoles | | | |
| H | Feozems | | | |
| K | Kastanozems | C | Media | Arenas muy finas, limos y bastante arcilla |
| N | Nitsoles | | | |
| C | Chernozems | | | |
| - | Alisoles | D | Baja | Arcillas en grandes cantidades, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo) |
| A | Acrisoles | | | |
| B | Cambisoles | | | |
| G | Gleysoles | | | |
| L | Luvisoles | | | |
| V | Vertisoles | | | |
| W | Planosoles | | | |
| S | Solonetz | | | |
| D | Podzoluvizoles | | | |

NÚMERO DE CURVA SEGÚN LA COBERTURA DEL SUELO

| USO DE SUELO Y VEGETACIÓN (INEGI) | | GRUPO HIDROLÓGICO | | | |
|---|--|-------------------|-----|-----|-----|
| | | A | B | C | D |
| AGRICULTURA (de humedad, de riego, de temporal) | Condición hidrológica mala | 72 | 81 | 88 | 91 |
| | Condición hidrológica regular | 67 | 76 | 83 | 86 |
| | Condición hidrológica buena | 62 | 71 | 78 | 81 |
| ÁREA SIN VEGETACIÓN APARENTE | | 77 | 86 | 91 | 94 |
| ASENTAMIENTO HUMANO | Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. | 82 | 88 | 91 | 93 |
| | Condición hidrológica regular | 49 | 69 | 79 | 84 |
| | Condición hidrológica buena | 39 | 61 | 74 | 80 |
| | Residencial 50% ó más área impermeable | 77 | 85 | 90 | 92 |
| | Residencial 50% ó menos área impermeable | 61 | 75 | 83 | 87 |
| | Áreas comerciales de negocios (85% impermeables) | 89 | 92 | 94 | 95 |
| | Distritos industriales (72% impermeable) | 81 | 88 | 91 | 93 |
| | Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. | 98 | 98 | 98 | 98 |
| | Calles y carreteras (pavimentados con cunetas y alcantarillas) | 98 | 98 | 98 | 98 |
| | Calles y carreteras de grava | 76 | 85 | 89 | 91 |
| | Calles y carreteras de tierra | 72 | 82 | 87 | 89 |
| BOSQUE (cultivado, de encino, encino-pino, oyamel, pino, táscate, mesófilo de montaña) | Condición hidrológica mala | 45 | 66 | 77 | 83 |
| | Condición hidrológica regular | 36 | 60 | 73 | 79 |
| | Condición hidrológica buena | 25 | 55 | 70 | 77 |
| CARDONAL | | 54 | 71 | 80 | 89 |
| CHAPARRAL | | 20 | 48 | 65 | 73 |
| CUERPO DE AGUA | | 100 | 100 | 100 | 100 |
| EROSIÓN | | 68 | 79 | 86 | 89 |
| MANGLAR | | 100 | 100 | 100 | 100 |
| MATORRAL (con izotes, con rosetófilos acaules, crasicaule, desértico micrófilo, desértico rosetófilo, espinoso, inerme, subinerme, subtropical) | Condición hidrológica mala | 48 | 67 | 77 | 83 |
| | Condición hidrológica regular | 34 | 58 | 71 | 78 |
| | Condición hidrológica buena | 20 | 48 | 65 | 73 |
| MEZQUITAL | | 68 | 79 | 86 | 92 |
| NOPALERA | | 39 | 61 | 74 | 84 |

| | | | | | |
|--|-------------------------------|----|----|-----|-----|
| PALMAR | | 45 | 66 | 77 | 83 |
| PASTIZAL (cultivado, halófilo, inducido, natural-huizachal) | Condición hidrológica mala | 68 | 79 | 86 | 89 |
| | Condición hidrológica regular | 49 | 69 | 79 | 84 |
| | Condición hidrológica buena | 39 | 61 | 74 | 80 |
| PLANTACIÓN FORESTAL | Condición hidrológica mala | 55 | 73 | 82 | 86 |
| | Condición hidrológica regular | 44 | 65 | 76 | 82 |
| | Condición hidrológica buena | 32 | 58 | 72 | 79 |
| PRADERA DE ALTA MONTAÑA | | 30 | 58 | 71 | 78 |
| SABANA | | 45 | 66 | 77 | 83 |
| SELVA (baja caducifolia, baja caducifolia y subcaducifolia, baja espinosa, mediana subcadocifolia) | | 45 | 66 | 77 | 83 |
| TULAR | | 68 | 79 | 86 | 92 |
| VEGETACIÓN HALÓFILA | | 68 | 79 | 100 | 100 |
| VEGETACIÓN SECUNDARIA | | 68 | 79 | 86 | 89 |

Como se observa en la **Tabla 3.2.1**, el valor del parámetro número de curva para condiciones medias de humedad en el suelo depende del uso del suelo, las características hidrológicas, la pendiente del terreno y el tipo de suelo. Para generar automáticamente un mapa del número de curva se utilizó el apoyo en los SIG, de manera más precisa usando el programa ARCGIS. Esta herramienta además de ayudarnos a calcular los parámetros hidrológicos de la cuenca, sirve para el análisis de variados datos entre los cuales se encuentra las ubicaciones de las estaciones, la ubicación de los cuerpos de agua, cálculo de áreas, cálculo de pendientes etc.

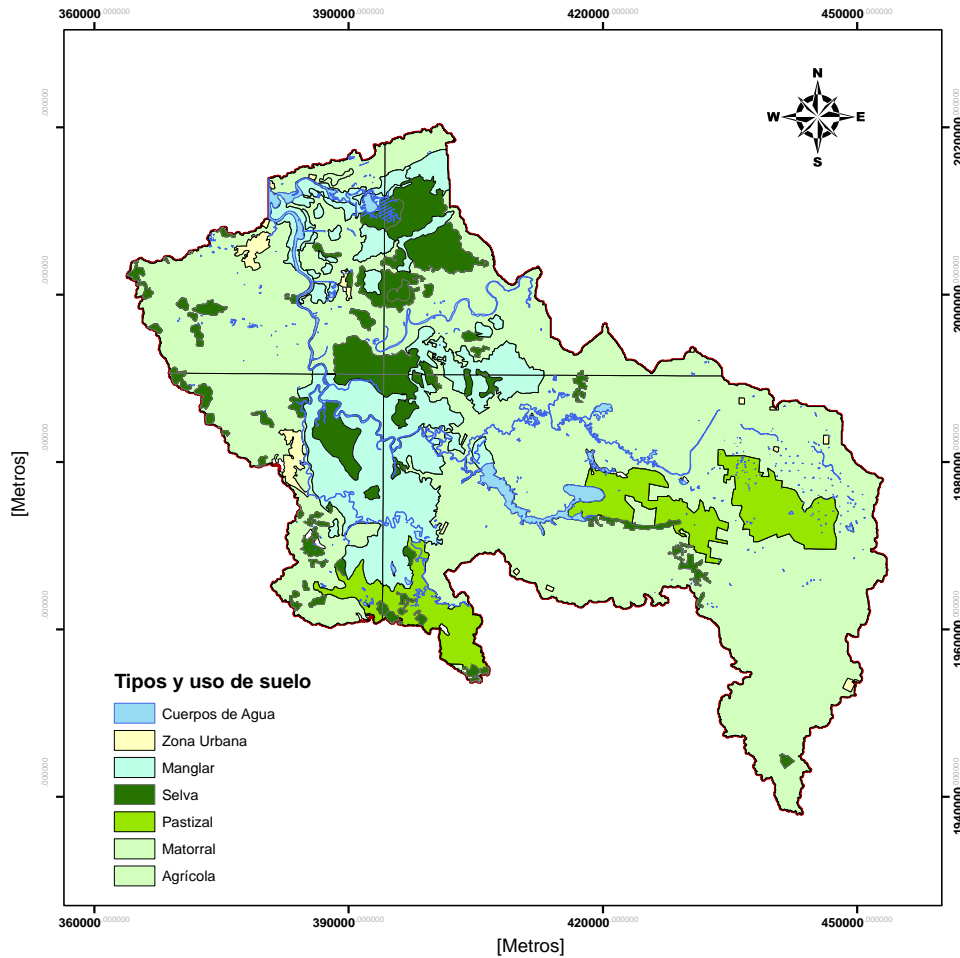


Figura 3.2.2 Tipo y uso de suelo para la cuenca del área de estudio

Hay dos tipos de estructura de datos en un SIG: vectorial y raster. En los mapas vectoriales se utilizan puntos, líneas y polígonos, intentando representar de la manera más precisa las formas en el espacio. En cambio la segunda estructura, el mapa raster, consiste en la división del espacio en una red de celdas rectangulares. En Hidrología el uso del modelo ráster es, en general, más adecuado que el vectorial.

3.2.2 Factor de olvido

En el cálculo de la precipitación y para considerar el secado del suelo después de una lluvia, el modelo MPE posee un parámetro denominado factor de olvido, el cual hace que las aportaciones de las lluvias antecedentes vayan disminuyendo conforme pasa el tiempo.

Con este parámetro se consideran las pérdidas por evapotranspiración que se presentan durante el intervalo de tiempo de una tormenta a otra. Además, previene que al presentarse un segundo evento de lluvia, el suelo se encuentre saturado y escurra todo lo que llueve, lo cual no es real. El factor de olvido se multiplica a los datos de precipitación en el cálculo de la precipitación acumulada “neta” así:

$$Pa_n = P_1 * fx^{-1} + P_2 * fx^{n-2} + \dots \dots P_n * fx^{n-n} \quad \text{(Ecuación 3.2.11)}$$

Donde

Pa_n precipitación acumulada neta en el intervalo de tiempo n (cm)

P_n precipitación en el intervalo de tiempo n (cm)

fx factor de olvido, menor de uno.

La transferencia del escurrimiento desde cualquier punto de la cuenca hasta su salida, o desembocadura del río, el programa MPE la calcula por medio de una agregación simple, usando un hidrograma unitario distribuido. El método utilizado es el hidrograma unitario distribuido de Clark modificado, que consiste en trasladar el escurrimiento producido en cada celda hasta la salida de la cuenca después de transcurrido un intervalo de tiempo igual al tiempo de viaje desde la celda hasta la salida, combinando un mapa de isócronas (curvas de igual tiempo de viaje) con la regulación en un embalse lineal. Para este cálculo se utilizan tres parámetros: el histograma tiempo-área, el tiempo de concentración T_c y el coeficiente de atenuación por almacenamiento k .

El tiempo de concentración T_c se define como el tiempo que le toma a la precipitación excedente alcanzar la salida de la cuenca desde su punto hidráulicamente más remoto. Es una medida de retraso puro, sin tomar en cuenta el efecto de almacenamiento. La empleada por el modelo es la de Kirpich:

$$T_c = 0.000325 * \left[\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right] \quad \text{(Ecuación 3.2.12)}$$

Donde

T_c tiempo de concentración (h)

L longitud del cauce principal (m)

S pendiente del cauce principal.

El coeficiente de atenuación por almacenamiento, k , es una medida de retraso provocado por el efecto del almacenamiento natural.

Al escurrimiento transitado se le aplica el método de Muskingum, para considerar el tiempo de retraso por almacenamiento. Este método se aplica a cada celda de la malla. Cada histograma generado representa el área de la cuenca que contribuye al escurrimiento en la salida de la cuenca, en un tiempo dado. Esta zona se obtiene mediante la determinación de la "distancia de recorrido" de cada celda a la salida de la cuenca. Esto se complementa con la estimación de la escorrentía en las laderas y el tiempo de viaje de la corriente principal o, simplemente, asumiendo una "velocidad de desplazamiento" constante, dado por la relación entre la distancia del punto más alejado de la salida de la cuenca entre el tiempo de concentración. La longitud del recorrido de cada celda, se obtienen a partir del SIG (ARCGIS). En conclusión, el MPE utiliza los tiempos de recorrido para crear las isócronas que requiere método ModClark para la transferencia del flujo.

Para la cuenca del río Tonalá calculada se utilizó el MPE para predecir la inicial o "rápida" respuesta de una salida de la cuenca a un evento de tormenta. El modelo hidrológico debe ser calibrado y verificado antes de utilizarse en análisis y diseños de ingeniería.

3.3 Simulación de la avenida de diseño

El hidrograma de diseño será utilizado para simular el flujo en el área de estudio. El gasto estará definido en un punto dentro de la zona. Este punto está indicado dentro de las condiciones de frontera en la **Figura 4.3.11** del subcapítulo 4.3 de ésta tesis. La **Figura 3.3.1** muestra el hidrograma de diseño obtenido del modelo hidrológico en el punto seleccionado para un periodo de retorno de 100 años.

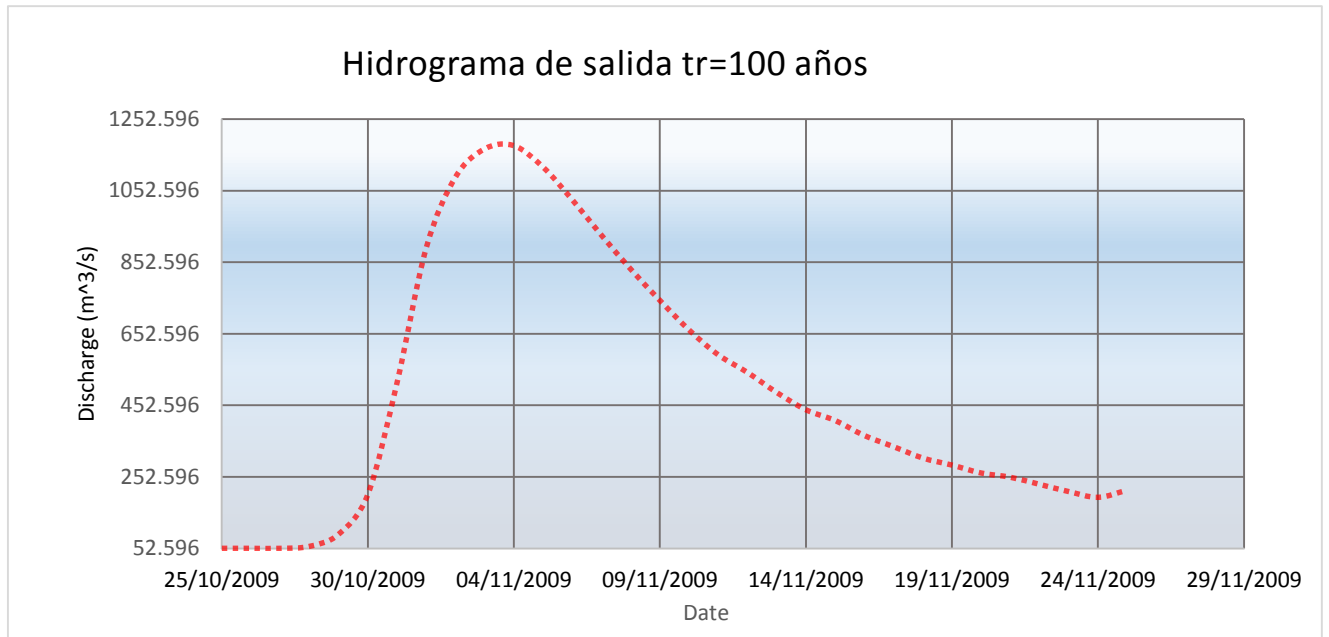


Figura 3.3.1 Gráfica de Hidrograma de salida Tr=100 años

CAPÍTULO 4. MODELO HIDRODINÁMICO

4.1 Introducción

Los estudios de flujos de inundación no son utilizados para los proyectos de carreteras, esto es debido a que los métodos de diseño, los cuales se han usado desde hace más de 50 años, han sido prácticos en cuanto a los tiempos de entrega y funcionalidad de las alcantarillas de una carretera.

Los métodos empíricos que se utilizan para el dimensionamiento de las alcantarillas han dado resultado a lo largo de los años; sin embargo esto ha repercutido en los costos de construcción a causa del sobredimensionamiento de las estructuras.

Las empresas que realizan este tipo de proyectos utilizan la fórmula de Manning (**Ecuación 4.1.1**) para calcular el gasto que se presenta a lo largo de una obra de drenaje, pero los resultados son dudosos debido a que no se cuentan con datos de entrada o descarga en las

alcantarillas; por lo cual no existe un análisis del flujo presente dentro de las obras de drenaje. Los gastos de diseño obtenidos mediante mapas de isoyetas (para distintos periodos de retorno) brindan de información base para la planeación de un proyecto; sin embargo la procedencia de la información es poco confiable.

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{(Ecuación 4.1.1)}$$

A diferencia de las carreteras ubicadas en zonas montañosas, los caminos construidos sobre planicies deben tener consideraciones distintas en su diseño. Es posible que se presenten zonas de inundación, en donde, si el drenaje no es el adecuado puedan aumentar los niveles del agua y cambiar las condiciones de flujo (ej. velocidades del agua).

De no considerar en su diseño el drenaje de la llanura de inundación, una carretera aledaña a un río puede presentar un incremento en el riesgo por inundaciones, los cuales deben tenerse en consideración.

En los últimos años se ha desarrollado tecnología con la capacidad de realizar operaciones complejas para la predicción de inundaciones. Conocer la zona afectada por una inundación provocada por el desbordamiento de un río, puede dar una idea de los riesgos presentes en una carretera; e incluso la correcta interpretación de la información puede ser útil para el diseño y construcción del terraplén de un camino.

El terraplén de una carretera constituye una obstrucción de los cauces naturales; y en el caso del desborde de un cuerpo de agua se añade un factor de incertidumbre acerca del funcionamiento del sistema de drenaje. Tener una idea de la zona inundada servirá para comprender como se relaciona el terraplén con el fenómeno natural y así poder proponer un sistema de drenaje más adecuado.

La utilización de sistemas de datos de percepción remota permite la construcción de un modelo digital de elevación, el cual es muy útil en el proceso de obtener una visualización real de la zona de estudio.

En este trabajo se utiliza el Modelo Hidrodinámico Bidimensional MIKE 21 desarrollado por el DHI (Danish Hydraulic Institute). Este modelo utiliza un mallado flexible y ha sido desarrollado para ambientes oceanográficos, costeros y estuarinos.

Con objeto de realizar un estudio eficiente y disminuir la variabilidad de la información de entrada al modelo; se utilizó la combinación de datos de percepción remota de alta resolución como son: modelos digitales de elevación e imágenes satelitales. Esto con el objetivo de realizar una construcción digital más confiable del área de estudio y obtener resultados reales de las consecuencias de inundación asociadas a las carreteras.

En la **Figura 4.1.1** se muestra el modelo digital de elevación correspondiente a la zona del río Tonalá. El sombreado en la imagen permite definir las zonas planas de las escarpadas.

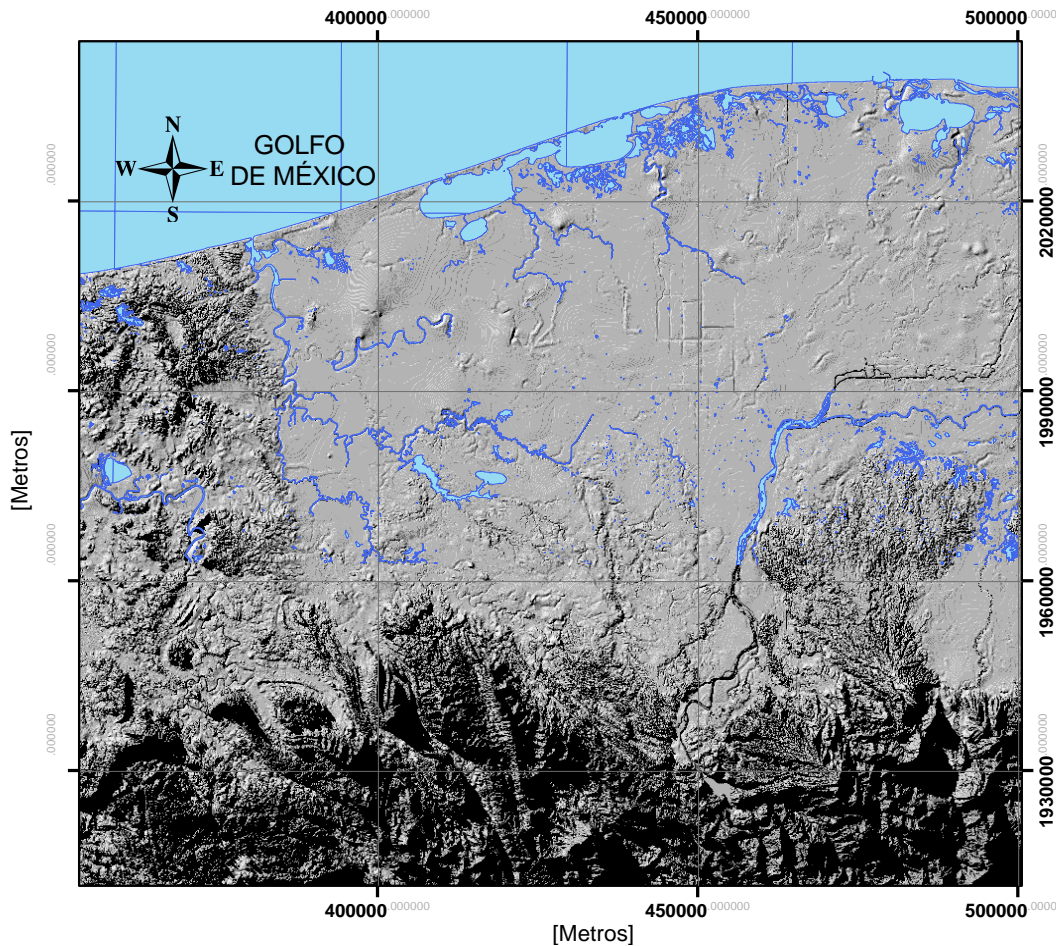


Figura 4.1.1 Modelo digital de elevación para el análisis hidrodinámico. INEGI

En este capítulo se describe el modelo y sus ecuaciones de gobierno; así como la definición del dominio de estudio y las condiciones de frontera seleccionadas; a fin de realizar las simulaciones que permitan establecer las conclusiones correspondientes de la interacción de la infraestructura carretera con flujos de inundación en la zona descrita en el primer capítulo de esta tesis.

4.2 Descripción del modelo

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. El modelo consiste de ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento, temperatura, salinidad, y densidad.

4.2.1 Ecuaciones de gobierno

El modelo está basado en la solución de las ecuaciones utilizadas por el MIKE 21 (2D-Shallow Water Equations)

Integrando las ecuaciones de momento horizontal y de continuidad vertical en la profundidad $h = \eta + d$ se obtienen las ecuaciones bidimensionales de aguas someras.

La ecuación local de continuidad está dada por

$$\frac{\delta \zeta}{\delta t} + \frac{\delta p}{\delta x} + \frac{\delta q}{\delta y} = \frac{\delta d}{\delta t} \quad \text{(Ecuación 4.2.1)}$$

Y las dos ecuaciones de cantidad de movimiento en las componentes horizontal y vertical

$$\begin{aligned} \frac{\delta h \bar{u}}{\delta t} + \frac{\delta h \bar{u}^2}{\delta x} + \frac{\delta h \bar{v} \bar{u}}{\delta y} = f \bar{v} h - gh \frac{\delta \eta}{\delta x} - \frac{h}{\rho_0} \frac{\delta p_a}{\delta x} - \\ \frac{gh^2}{2\rho_0} \frac{\delta \rho}{\delta x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_0} \left(\frac{\delta s_{xx}}{\delta x} + \frac{\delta s_{xy}}{\delta y} \right) + \\ \frac{\delta}{\delta x} (h T_{xx}) + \frac{\delta}{\delta y} (h T_{xy}) + h u_s S \end{aligned} \quad \text{(Ecuación 4.2.2)}$$

$$\begin{aligned} \frac{\delta h\bar{v}}{\delta t} + \frac{\delta h\bar{u}\bar{v}}{\delta x} + \frac{\delta h\bar{v}^2}{\delta y} = & -f\bar{u}h - gh\frac{\delta\eta}{\delta y} - \frac{h}{\rho_0}\frac{\delta p_a}{\delta y} - \\ & \frac{gh^2}{2\rho_0}\frac{\delta\rho}{\delta y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho_0} - \frac{\tau_{by}}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_0}\left(\frac{\delta s_{yx}}{\delta x} + \frac{\delta s_{yy}}{\delta y}\right) + \\ & \frac{\delta}{\delta x}(hT_{xx}) + \frac{\delta}{\delta y}(hT_{yy}) + hv_s S \end{aligned} \quad \text{(Ecuación 4.2.3)}$$

Donde t es el tiempo; x, y son las coordenadas cartesianas; η es la elevación de la superficie; h es la profundidad total; u y v son las componentes de velocidad en la dirección x, y ; F es el parámetro de Coriolis (s^{-1}); g es la aceleración de la gravedad; p_a es la presión atmosférica; ρ_0 es la densidad del agua y S es la magnitud de la descarga.

Las velocidades promediadas en la vertical están dadas por:

$$h\bar{u} = \int_{-d}^{\eta} u dz, \quad h\bar{v} = \int_{-d}^{\eta} v dz \quad \text{(Ecuaciones 4.2.4 y 4.2.5)}$$

El estrés lateral T_{ij} incluye la fricción por esfuerzos viscosos, la fricción turbulenta y la advección diferencial. Estas son estimadas a través de una formulación basada en la viscosidad de remolino (Eddy viscosity) sobre los gradientes de velocidad de profundidad media.

$$T_{xx} = 2A\frac{\delta\bar{u}}{\delta x}, \quad T_{xy} = A\left(\frac{\delta\bar{u}}{\delta y} + \frac{\delta\bar{v}}{\delta x}\right), \quad T_{yy} = 2A\left(\frac{\delta\bar{v}}{\delta y}\right) \quad \text{(Ecuaciones 4.2.6, 4.2.7 y 4.2.8)}$$

4.2.2 Resolución numérica e integración en el tiempo

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

Considerando la forma general de las ecuaciones

$$\frac{\delta U}{\delta t} = G(U) \quad \text{(Ecuación 4.2.9)}$$

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.

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G(U_n) \quad \text{(Ecuación 4.2.10)}$$

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:

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G(U_n) \quad \text{(Ecuación 4.2.11)}$$

$$U_{n+\frac{1}{2}} = U_n + \frac{1}{2} \Delta t G(U_n) \quad \text{(Ecuación 4.2.12)}$$

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t G\left(U_{n+\frac{1}{2}}\right) \quad \text{(Ecuación 4.2.13)}$$

4.3 Puesta a punto del modelo numérico

Para esta Tesis se realizaron 3 simulaciones distintas, las cuales están definidas en los objetivos de este trabajo; esto con el fin de obtener resultados que permitan definir la problemática presente en el tema que se trata.

A continuación se hace una descripción de todos los datos utilizados en el modelo para realizar las simulaciones correspondientes.

Datos topográficos y batimétricos

La topografía fue idealizada a través la utilización de datos de percepción remota para construir modelos digitales de elevación o por sus siglas en Ingles DEM (Digital Elevation

Model). Esto se hizo con ayuda de imágenes satelitales y datos topográficos de tipo LIDAR (Laser Imaging Detection and Ranging).

La nube de puntos de alta resolución definida en el LIDAR representa una herramienta útil en el reconocimiento topográfico de áreas considerables; así como un medio efectivo para la obtención de información en zonas de difícil acceso, en donde un levantamiento topográfico en campo es una tarea difícil.



Figura 4.3.1 Imagen de satélite de la zona de estudio

Datos de digitalización de la carretera

Las líneas que definen las carreteras fueron obtenidas de archivos tipo Shape (.shp) de INEGI.

Los archivos tipo .shp son un conjunto de capas que contienen líneas o polígonos. Los elementos del archivo shape se encuentran geo-referenciados en coordenadas UTM. Este tipo de archivo puede ser manipulado por diferentes programas como AutoCAD, Global Mapper y ARCGIS. En este caso se utilizó el programa ARCGIS 10.1.

El polígono que integra al tramo carretero en estudio se construyó de acuerdo a los anchos de corona correspondientes a los diferentes tramos de la carretera federal 180 (SCT). La anchura utilizada para los polígonos fue considerada en base al número de carriles de cada tramo mostrado en la **Figura 4.3.2**.

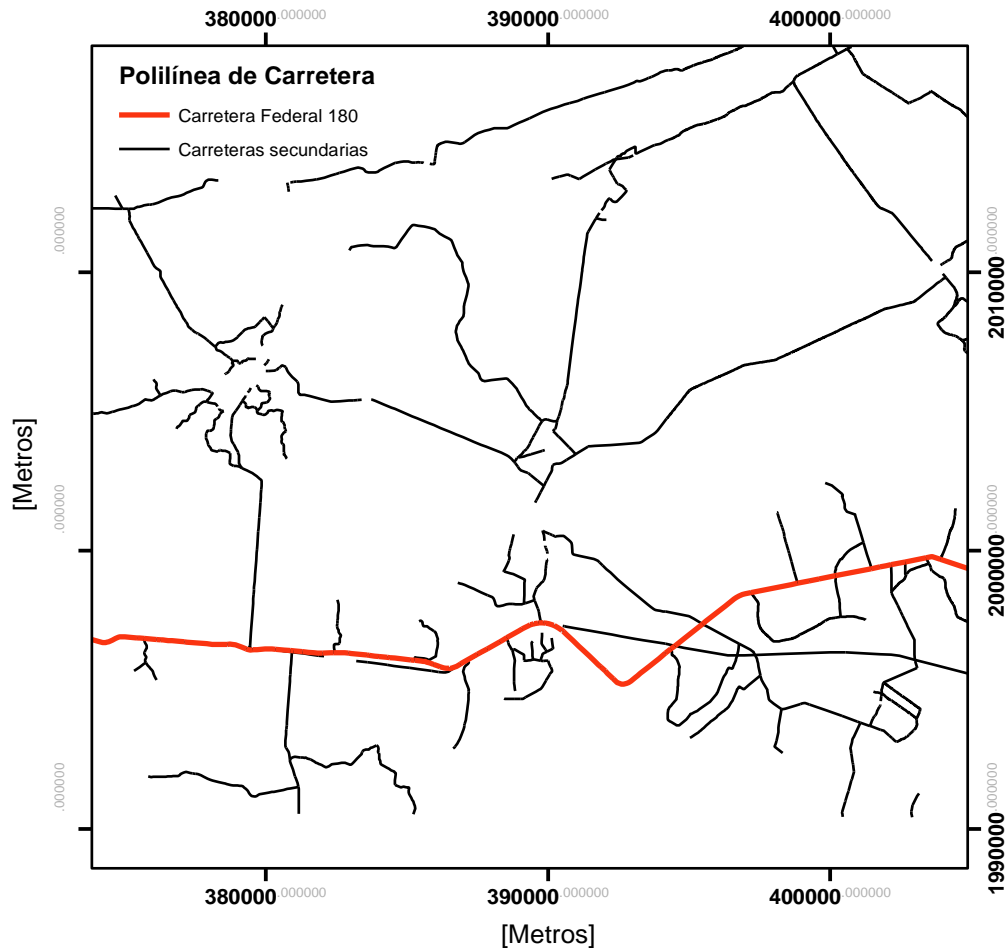


Figura 4.3.2 Shape de la red carretera de la zona de estudio

Digitalización de alcantarillas

Se realizó el reconocimiento y ubicación de las alcantarillas de acuerdo a la explicación dada en el capítulo 1. Para poder ingresar esta información al modelo, con ayuda de ARCGIS se construyeron polígonos de las alcantarillas considerando únicamente el ancho de su dimensión.

Para tubos el ancho igual al diámetro y para losas y cajones se consideró la luz para definir el ancho del polígono.

Posteriormente se generó un archivo raster individual de las alcantarillas. Una vez hecho esto, con ayuda de MATLAB se generó el archivo XYZ con toda la información de las alcantarillas para poder introducirlo al modelo.

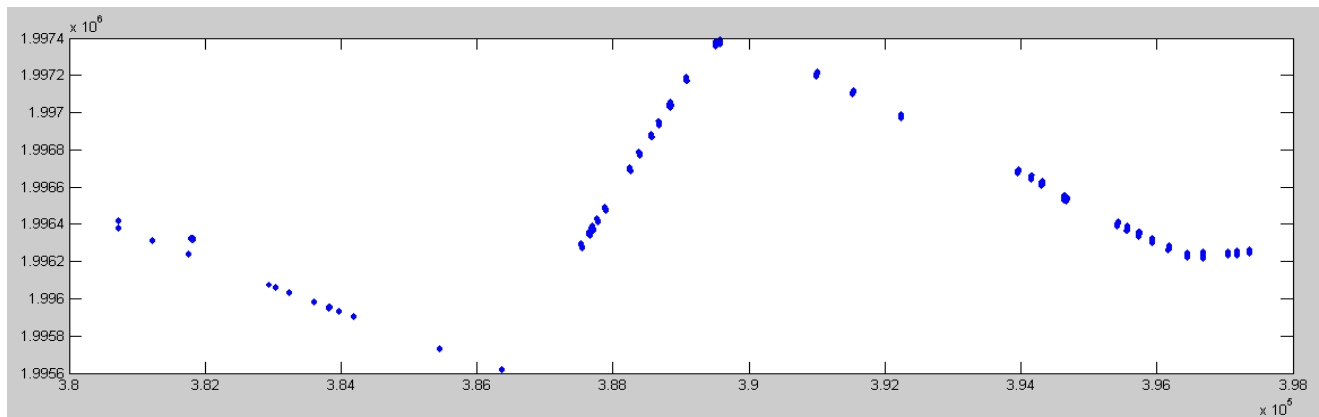


Figura 4.3.3 Ubicación coordenada de las alcantarillas. MATLAB

La representación de las alcantarillas; tomando en cuenta sus dimensiones y funcionamiento se realizó utilizando la herramienta FLOW MODEL del programa MIKE 21. En la interfaz del FLOW MODEL se cuenta con la opción de introducir estructuras; en este caso “culverts” (alcantarillas). La herramienta permite escoger entre alcantarillas rectangulares (losas y cajones), circulares (tubos) e irregulares (bóvedas o arcos metálicos). En este caso, dado que el tramo carretero solo cuenta con obras de tubo, losa y cajón, se utilizaron solo alcantarillas circulares y rectangulares.

En la **Figura 4.3.5** se muestra la digitalización de las alcantarillas sobre el dominio. Los puntos de color marrón representan a cada una de las alcantarillas existentes en el tramo carretero.

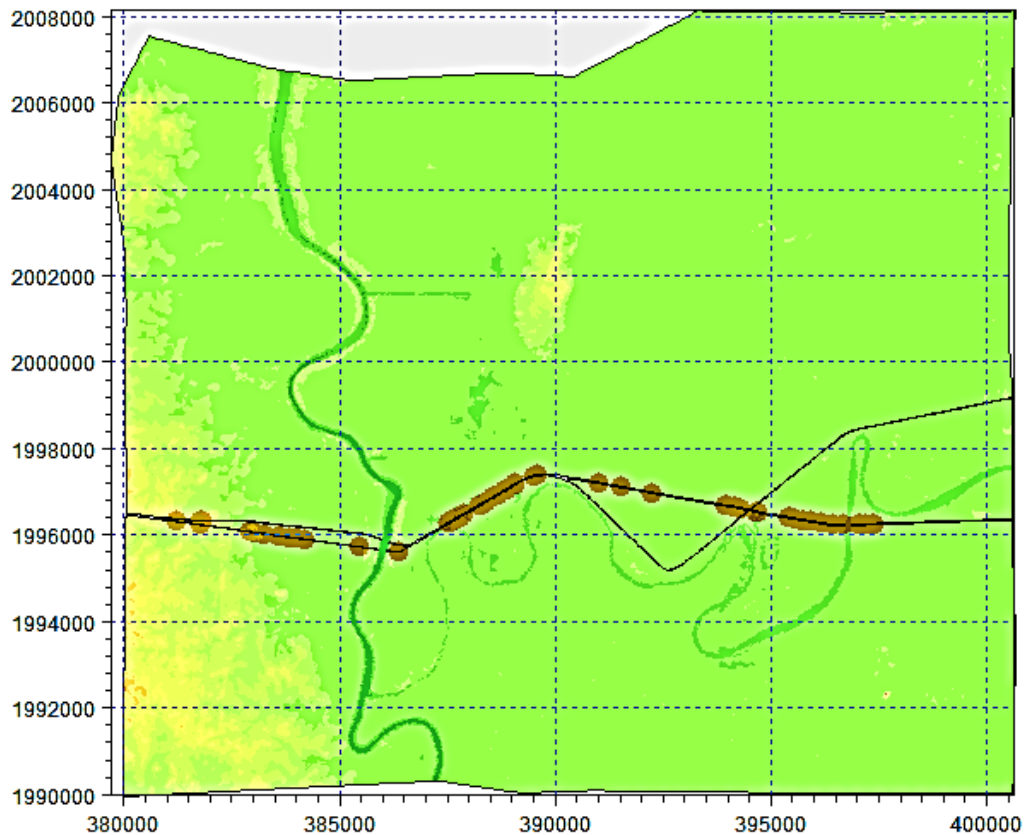


Figura 4.3.4 Ubicación de alcantarillas utilizando Flow Model

La localización de las estructuras fue definida por un par de puntos geo-referenciados, los cuales, al unirse forman una poli-línea (**Figura 4.3.5**). La longitud de la poli-línea define el ancho de la estructura (width), la cual es perpendicular a la dirección del flujo.

La correcta ubicación de la poli-línea fue esencial para el modelado de las alcantarillas. En este punto fue necesario representar las alcantarillas, teniendo en cuenta su entrada, descarga, longitud y esviaje.

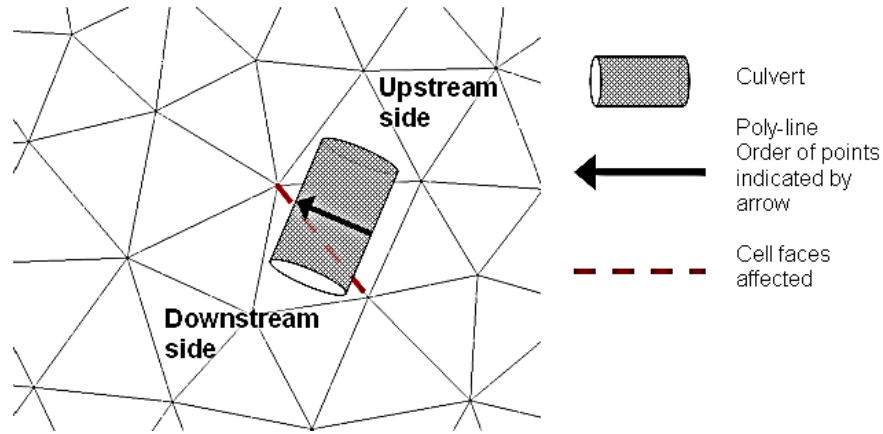


Figura 4.3.5 Esquema de Ubicación de estructuras (Culvert Localization)

La cara de una celda es afectada (Cell face affected) si la polilínea definida intersecta un segmento de línea que conecta los puntos intermedios de dos celdas adyacentes. El flujo a través de la estructura será distribuido a lo largo de las celdas afectadas.

En la siguiente imagen se muestra la definición de la polilínea mediante la unión de dos puntos para definir la losa de drenaje de la estación 41+900.72 del cuerpo B.

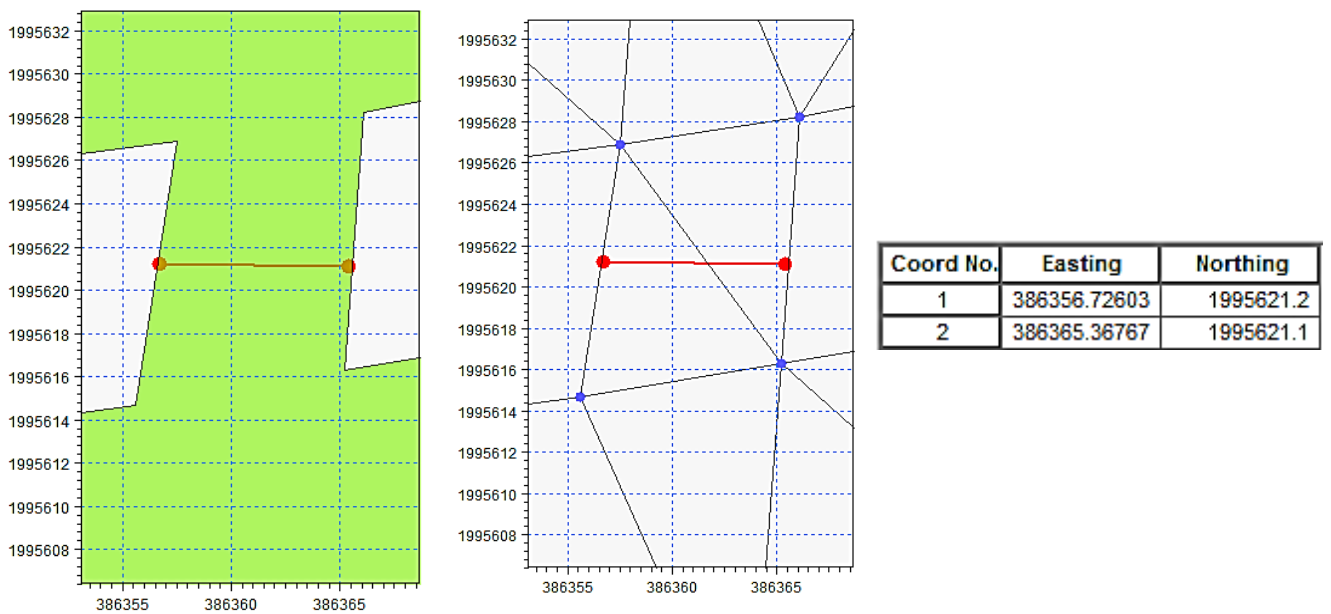


Figura 4.3.6 Digitalización y representación de las alcantarillas en Flow Model

Con esta herramienta se establecieron propiedades específicas a cada una de las obras de drenaje (**Figura 4.3.9**).

-*Geometría*: Definida por ancho (width) y altura (height) para alcantarillas rectangulares y por el diámetro para alcantarillas circulares.

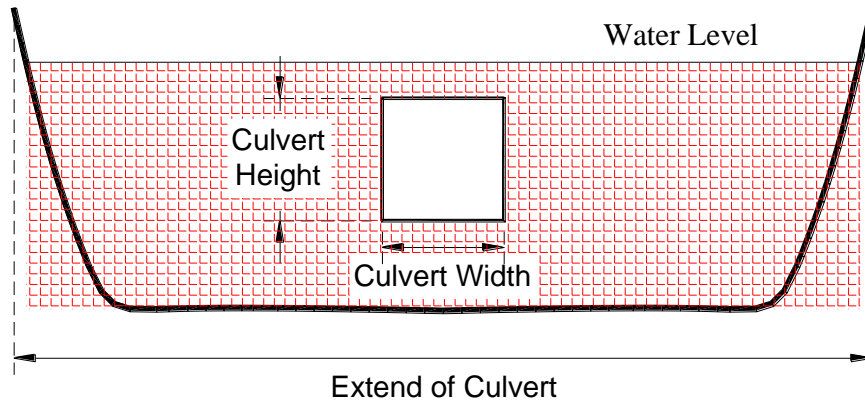


Figura 4.3.7 Definición de la geometría de la sección transversal de las alcantarillas

-*Atributos para alcantarillas*: El programa permite establecer la longitud total (length of Culvert) de las alcantarillas, así como los niveles aguas arriba (upstream) y aguas abajo (downstream); que en este caso son los niveles de entrada y salida de la obra.

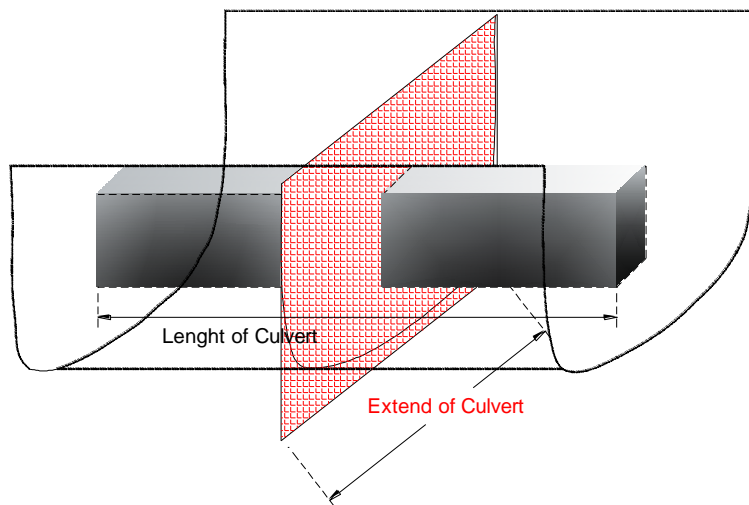


Figura 4.3.8 Esquema de la longitud total de una alcantarilla

-*Coefficiente de rugosidad:* Este se asignó con base al material de la alcantarilla. Para concreto se usó un número de Manning $n=0.013$

-*Tipo de sección:* La herramienta permite definir el funcionamiento de la alcantarilla como abierto (open) o cerrado (closed); para el cual “abierto” significa que la alcantarilla trabajará con flujo a superficie libre y “cerrado” que la misma trabajará con flujo a presión. De acuerdo al diseño de drenaje llevado a cabo en la SCT este tipo de alcantarillas se diseñan para trabajar al 80 % de su capacidad, entonces, fue asignada la propiedad “open” para todas las alcantarillas.

-*Regulación de Flujo (valve regulation):* En este punto se puede restringir el paso del flujo a través de las alcantarillas permitiendo solo flujo positivo, solo flujo negativo o ninguna de las anteriores. Debido a que el análisis de esta tesis es por flujos de inundación, no se asignó ninguna restricción a las alcantarillas, con el objeto de obtener una simulación que fuese lo más real posible.

| Geometry | | Attributes | |
|-------------|-------------|------------------|-------|
| Type | Rectangular | Upstream | 2.1 |
| Irregular | | Downstream | 1.94 |
| Circular | | Length | 15 |
| Diameter | 1 | Manning's n | 0.013 |
| Rectangular | | No. of culverts | 1 |
| Width | 6 | Alpha zero | 0.01 |
| Height | 3 | Valve regulation | None |
| | | Section type | Open |

Figura 4.3.9 Definición de geometría y atributos de la losa de drenaje de la estación 41+900.72

Malla

La malla fue construida a través de distintos subdominios mediante elementos triangulares. El número de subdominios al igual que la resolución de los mismos es diferente para las tres simulaciones realizadas. La resolución máxima fue dada al cauce y al polígono que corresponde a la carretera y la variación de la resolución para los demás subdominios se estableció en función de la mancha de inundación.

Se construyeron tres mallas correspondientes a las 3 simulaciones realizadas para esta tesis, en las cuales se presentan variaciones en el uso y exclusión de polígonos; así como en las resoluciones de los mismos, a favor de optimizar la relación existente entre el tamaño de celda y los pasos de tiempo para el análisis por computadora.

La mayor resolución de la malla, la cual fue dada al polígono que contiene a la carretera, se utilizó de esta manera, para garantizar la obtención de las elevaciones correspondientes al terraplén resultado de la interpolación de la triangulación.

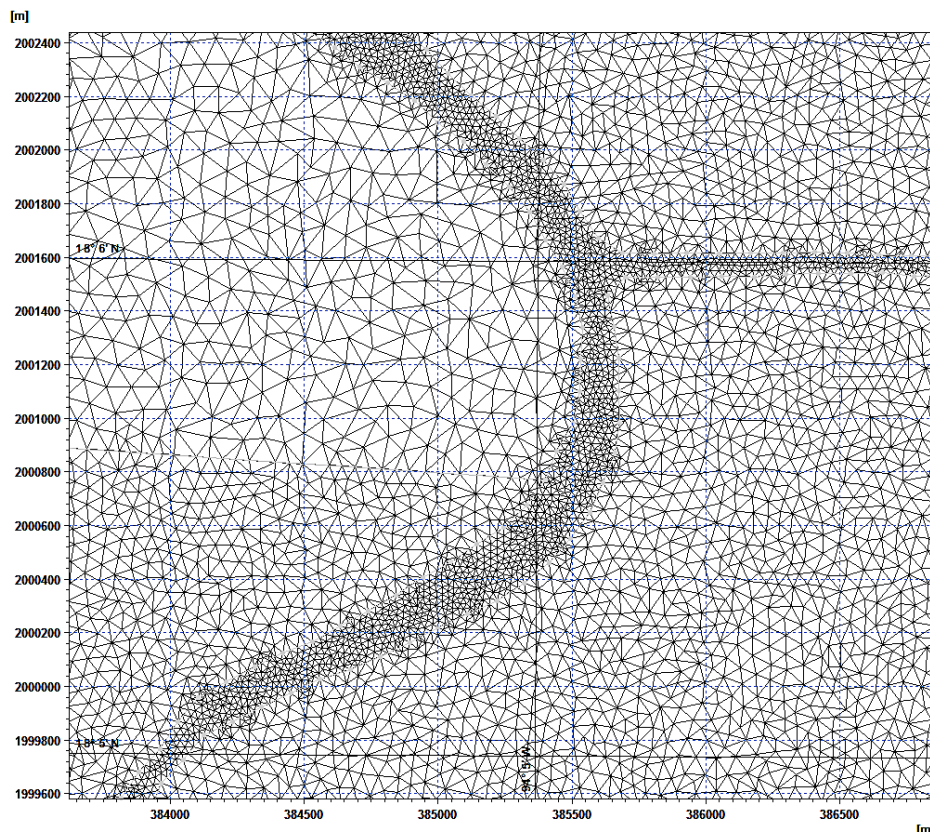


Figura 4.3.10 Diferentes resoluciones de la malla

4.3.1 Definición de las condiciones de frontera

Una vez definidos los datos de entrada al modelo continúa el proceso de la simulación numérica. Para este caso, la condición extrema de diseño es para un periodo de retorno de 100 años; para lo cual fue necesario establecer las fronteras o condición de frontera del diseño.

La condición de frontera usada en las tres simulaciones fue la misma, debido a que la construcción de las mallas es totalmente independiente de la condición de diseño extrema.

Para el dominio numérico se utilizaron tres condiciones de frontera. Una de ellas indica la entrada del flujo a causa del Río Tonalá, otra la salida del flujo igualmente en el Río Tonalá y la última es la línea de frontera del dominio de análisis (**Figura 4.3.11**).

- a) Gasto de avenida en el Río Tonalá asociado a un periodo de retorno de 100 años: Gasto resultante del hidrograma máximo del análisis hidrológico del capítulo 3.
- b) Salida del flujo en el Río Tonalá: La salida fue definida como una frontera abierta donde el flujo continúa su paso a través del cauce del río hasta su desembocadura a nivel del mar.
- c) Línea de frontera que define el dominio de análisis para el área de estudio.

Para las simulaciones realizadas en esta tesis fue considerando todo el hidrograma con un tiempo de duración de 27 días.

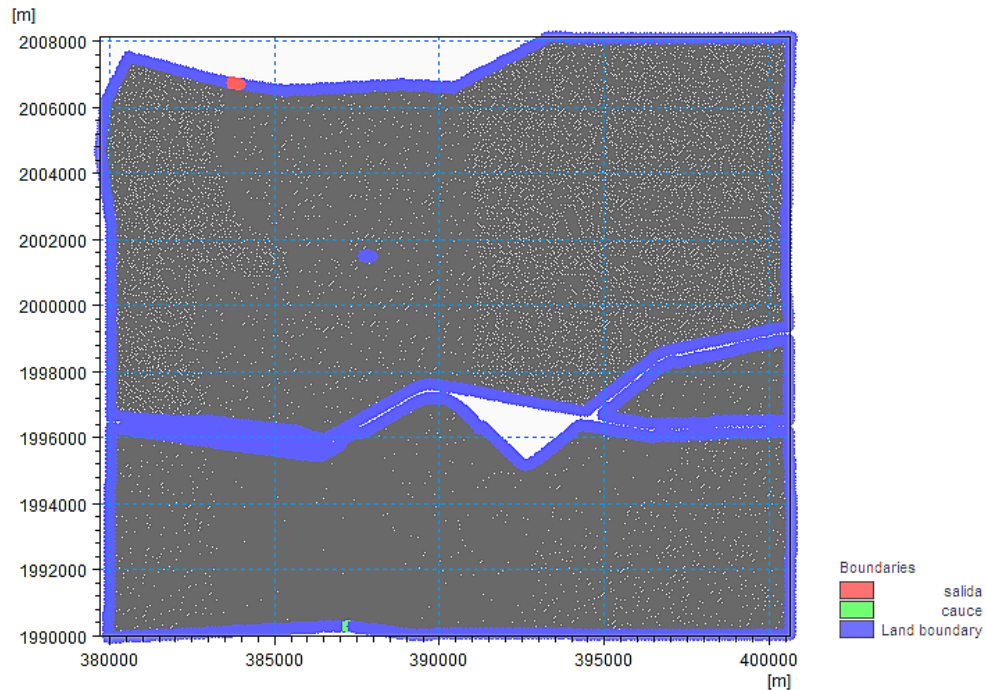


Figura 4.3.11 Condiciones de Frontera del Dominio

4.3.2 Descripción de simulación de llanura de inundación sin presencia de la carretera

Llanura de inundación sin presencia de la carretera

La malla está constituida por 35 subdominios, con distintas resoluciones. Los polígonos correspondientes a la carretera cuentan con la misma resolución del cauce (400 m^2), esto con el fin de tener obtener una topografía más fina con buena calidad en los datos de las elevaciones del terraplén de la carretera. Para este caso de simulación, la carretera fue considerada como parte de la topografía de la zona, para lo cual fue necesario obtener una malla con la resolución adecuada para que la elevación del cuerpo carretero se hiciera presente en la interpolación de la triangulación. El objetivo de ésta simulación fue observar la posibilidad de que el flujo de inundación invadiera las terracerías del camino, e incluso desbordarse sobre la rasante. Esta simulación permitirá esclarecer las zonas con mayor riesgo y cómo se comporta naturalmente el terraplén con la inundación en ausencia de alcantarillas.

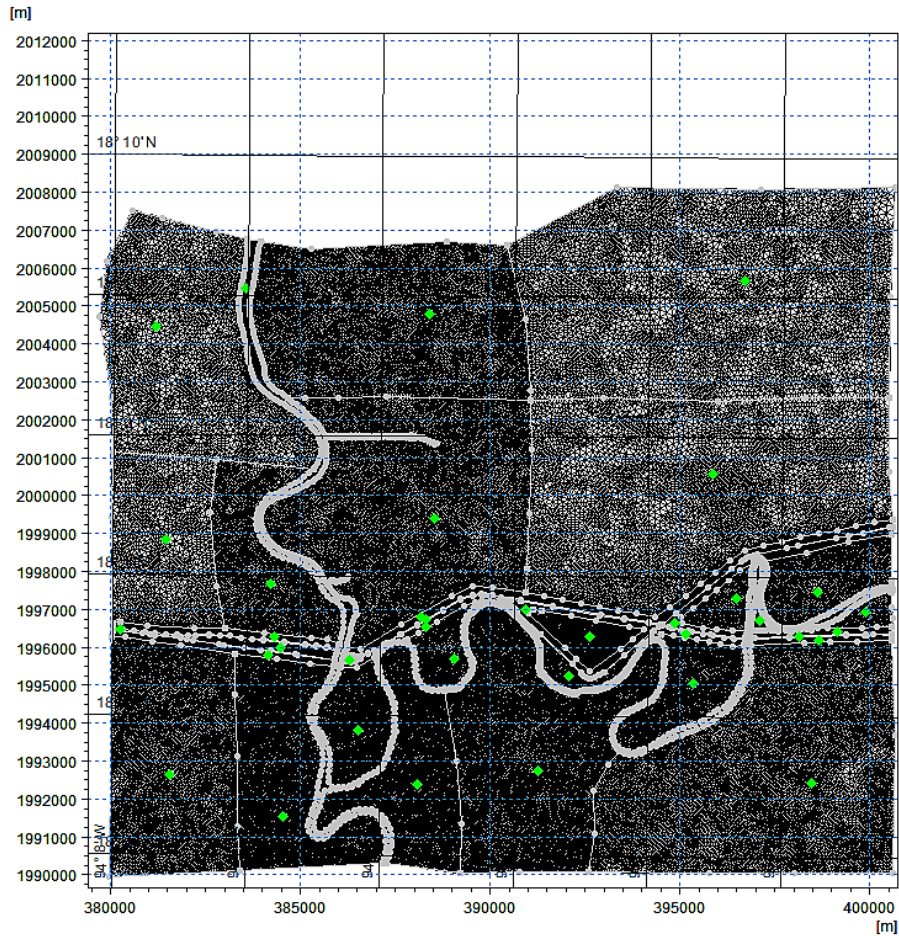


Figura 4.3.12 Triangulación de Malla (llanura de inundación sin presencia de carretera)

La resolución utilizada permitió obtener una topografía bastante precisa. En la **Figura 4.3.13** se muestra un ejemplo del resultado de la interpolación en donde se logró obtener una buena resolución del terraplén de la carretera Villahermosa-Coatzacoalcos.

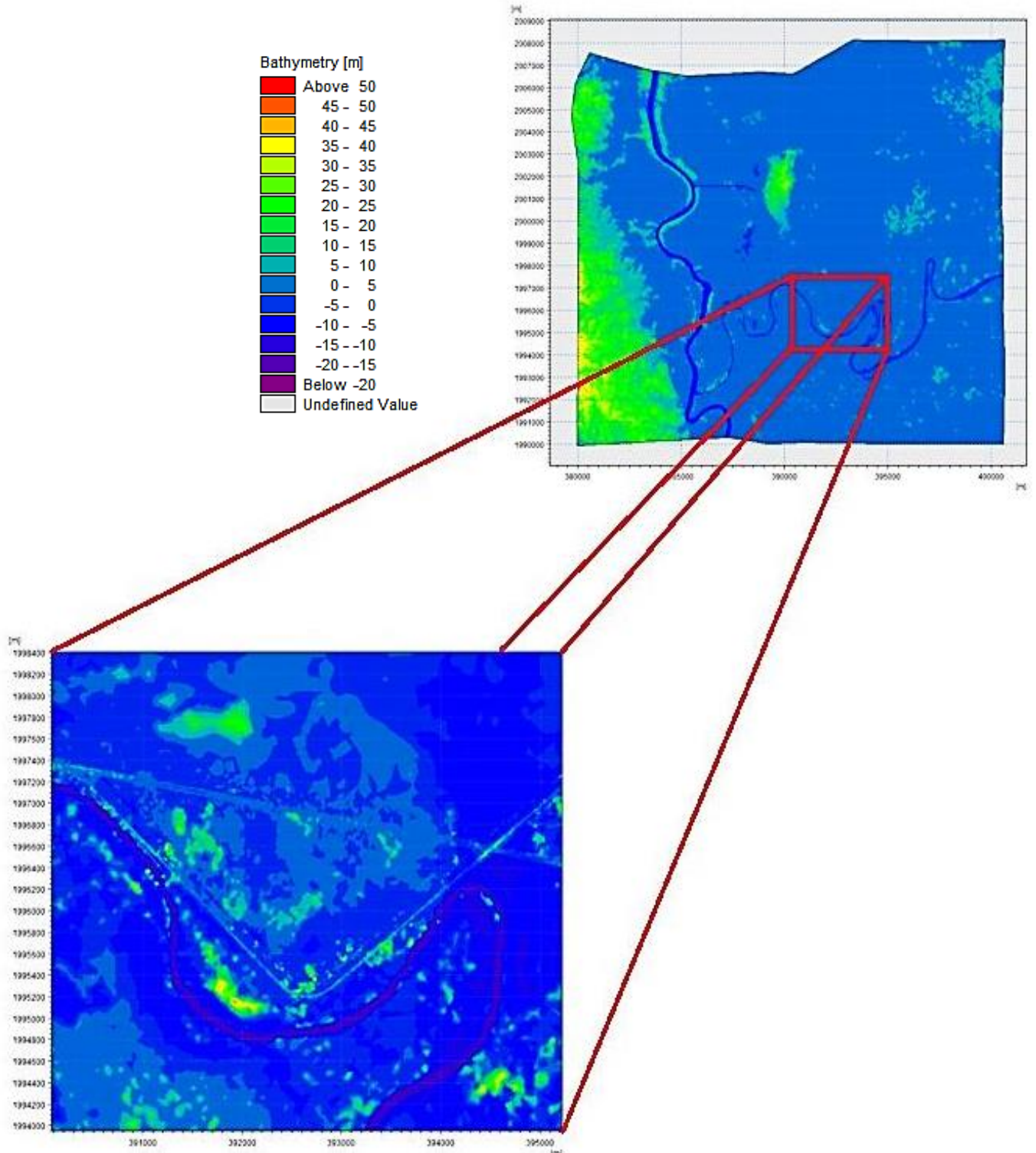


Figura 4.3.13 Interpolación y topografía del cuerpo carretero.
Simulación sin carretera (Primera Simulación)

4.3.3 Descripción de simulación de llanura de inundación con carretera sin alcantarillas

Llanura de inundación y consideración del cuerpo carretero sin alcantarillas

La malla está constituida por 21 subdominios, los cuales tienen diferente resolución. La resolución se asignó con base en la calidad de análisis requerida, utilizando la mayor resolución en el cauce y en los polígonos aledaños al mismo; pertenecientes a la llanura de inundación. En esta malla se realizó una exclusión del cuerpo carretero, abarcando 200 m del lado izquierdo y derecho del camino con el fin de conocer el comportamiento de la inundación restringiendo el flujo de la misma sobre el terraplén. Entonces, para este caso, el polígono que contiene a la carretera se modeló como una pared infinitamente alta, impidiendo el paso del agua, con excepción de las zonas de los puentes Tonalá I y II en donde cruza el río Tonalá y otro puente en el km 52+900.00, donde cruza un afluente del río Tonalá.

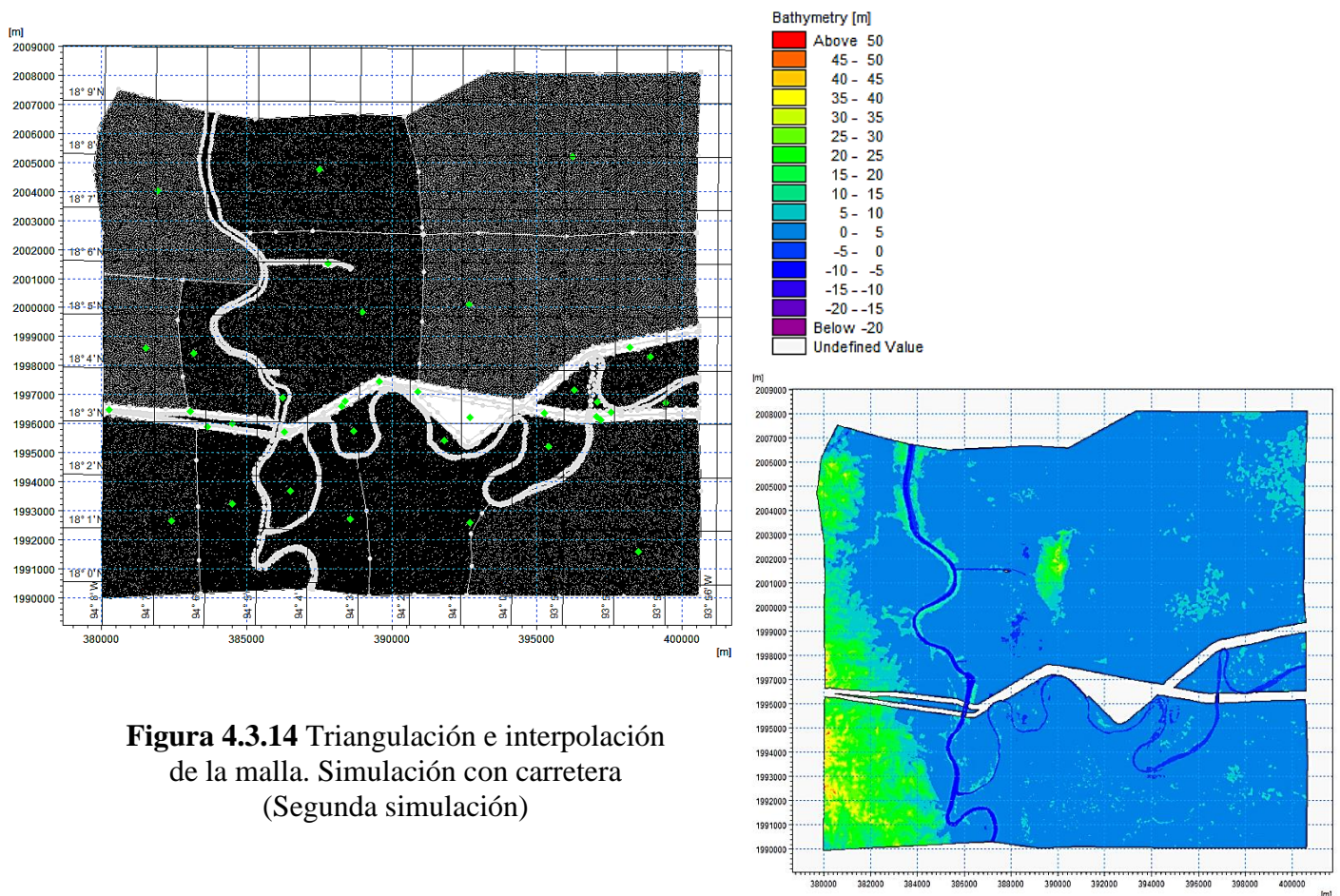


Figura 4.3.14 Triangulación e interpolación de la malla. Simulación con carretera (Segunda simulación)

4.3.4 Descripción de llanura de inundación con carretera y obras de drenaje existentes

Llanura de inundación y cuerpo carretero con alcantarillas

La malla está constituida por 68 subdominios, con distintas resoluciones. Para esta simulación se realizó la exclusión del cuerpo carretero en el análisis de igual forma que en la simulación con carreteras y alcantarillas, con la diferencia de que esta vez, el polígono solo abarca el ancho del camino; es decir, la corona de la carretera. En el polígono que conforma a la carretera se dejaron las aberturas para poder colocar las obras de drenaje de acuerdo a su kilometraje real de ubicación. Las alcantarillas se digitalizaron de acuerdo a lo descrito en el punto 4.3 de este capítulo.

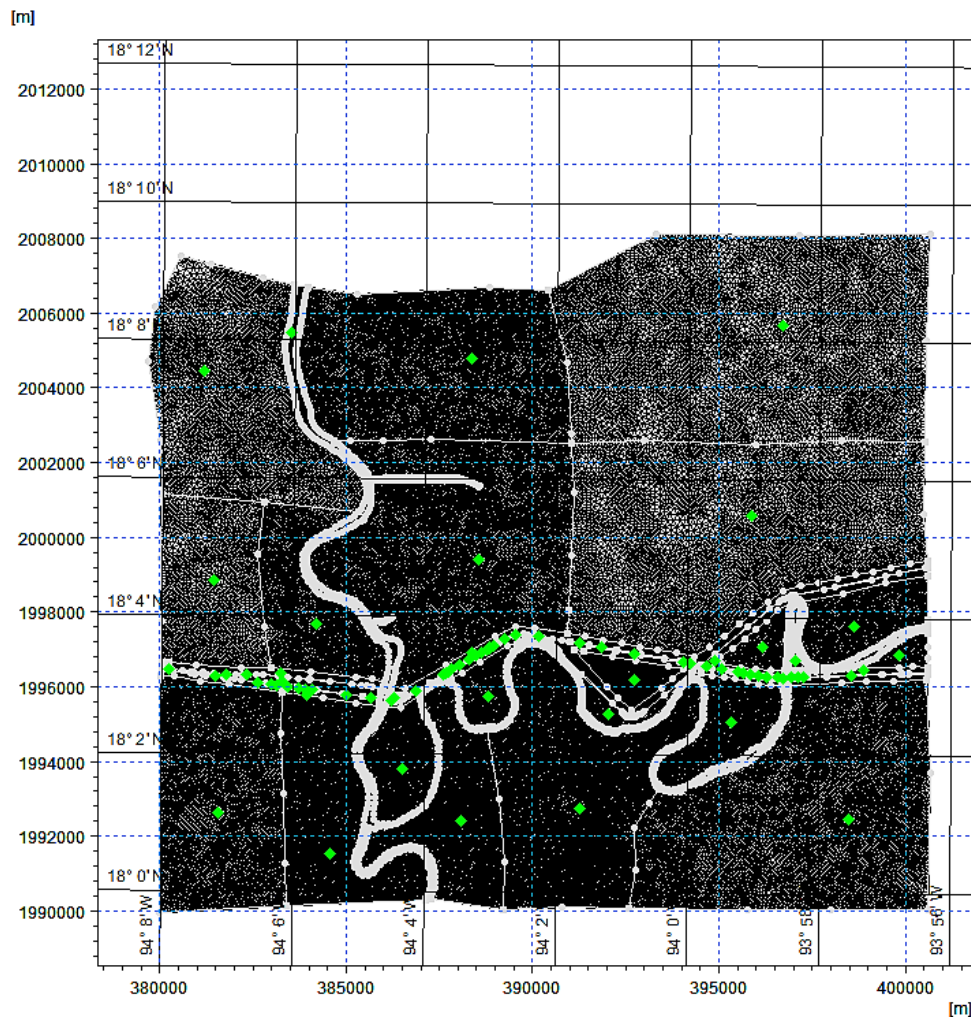


Figura 4.3.15 Triangulación de Malla. Carretera con alcantarillas (Tercera Simulación)

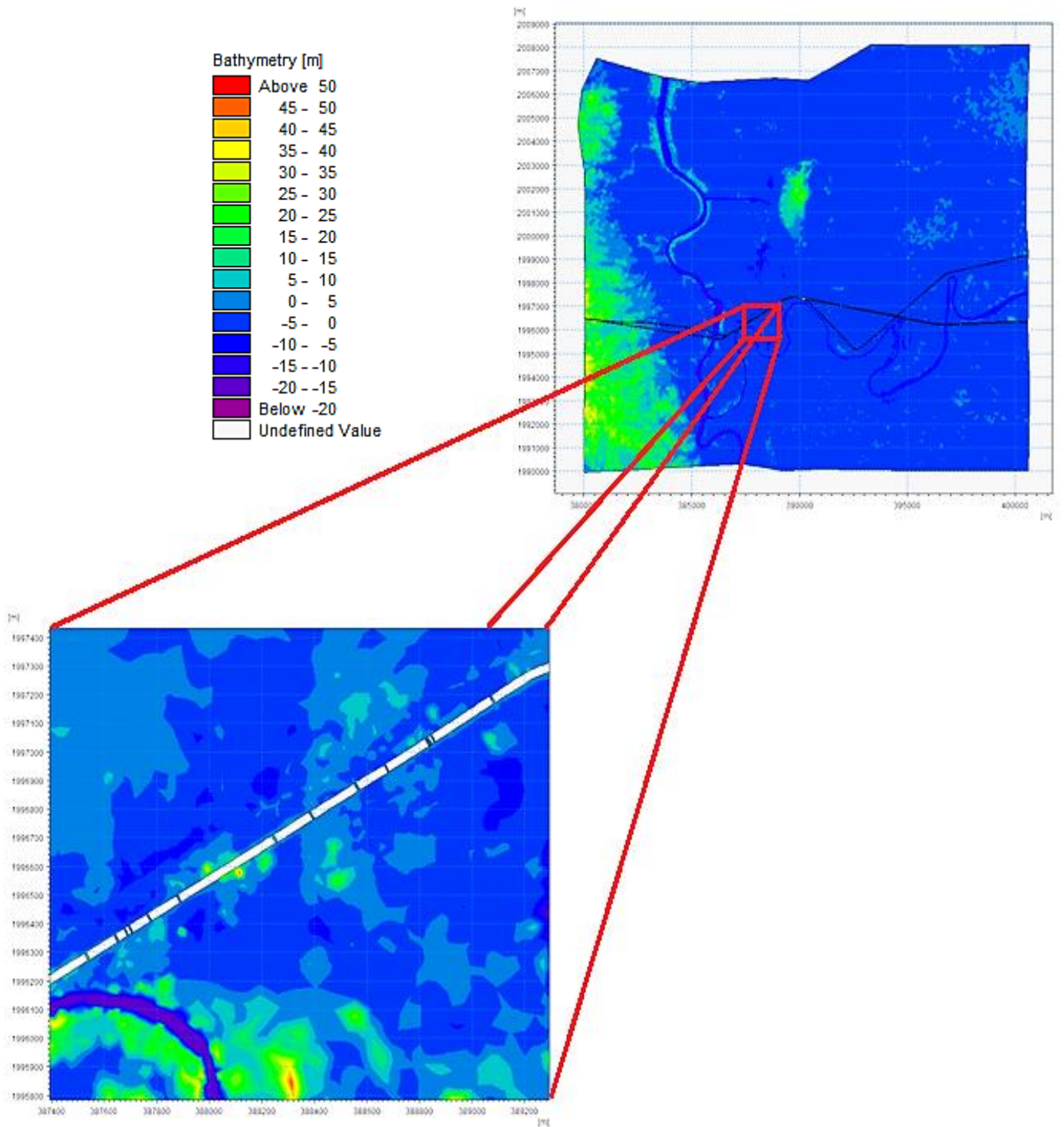


Figura 4.3.16 Interpolación y ubicación de alcantarillas (tercera simulación)

CAPÍTULO 5. RESULTADOS

5.1 Introducción

Con el propósito de evaluar el modelo hidrodinámico en los tres escenarios de simulación realizados, el presente capítulo introduce la comparación de resultados numéricos de los niveles de inundación obtenidos en cada una de ellos.

En este capítulo se muestran los resultados de las simulaciones asociadas a un periodo de retorno de 100 años. Para las tres simulaciones se consideraron 27 de días de duración correspondiente al gasto de diseño resultado del modelo hidrológico.

Los escenarios fueron seleccionados a fin de evaluar las variaciones presentadas en los niveles de inundación y áreas de inundación en la llanura, de tal suerte que sea posible establecer la alteración del drenaje natural por la presencia de la carretera. Cada una de las simulaciones permitirá contar con la información necesaria para la correcta interpretación de los datos y del comportamiento del fenómeno.

En las simulaciones realizadas se fijaron 4 diferentes parámetros de estudio, con objeto de obtener la información necesaria para el análisis de resultados. Los parámetros seleccionados fueron los siguientes:

- 1.-El nivel superficial del agua en metros.
- 2.-Profundidad total del agua en metros.
- 3.-Gasto en metros cúbicos por segundo.
- 4.-Velocidad en metros por segundo.

En este capítulo se pondrán de manifiesto las complicaciones que ha generado la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa en su interacción con las inundaciones en el estado de Tabasco.

5.2 Puntos de referencia para comparación de resultados

Para poder tener un margen de comparación y poder establecer un análisis más objetivo de los resultados obtenidos, se seleccionaron diez diferentes puntos sobre el dominio; para establecer referencias que sirvan como base para analizar los mismos parámetros en las tres simulaciones realizadas.

En la **Figura 5.2.1** se muestra la imagen del dominio y la ubicación de los puntos de referencia para comparación, enumerados del 1 al 10. Los puntos fueron seleccionados con base en la necesidad de conocer los niveles y el comportamiento del flujo en esas zonas y de acuerdo a las simulaciones respectivas.

Se puede observar que los puntos 1, 2 y 3 se encuentran más cerca al río Tonalá; y estos fueron seleccionados debido a que en esa zona es donde comienza a desbordarse el río.

Los puntos 5, 7, 8, 9 y 10 se encuentran más cerca del cuerpo carretero y el afluente del río Tonalá. Estos puntos se seleccionaron para comparar los niveles de inundación en interacción con la carretera y las obras de drenaje en esa zona. Los puntos 4 y 6 son únicamente puntos basados en el alcance de la mancha de inundación, el punto 6 sobre la ciudad de “La Venta” y el punto 4 al norte de la misma, en donde se hará la comparación de la profundidad de inundación para los tres escenarios de simulación.

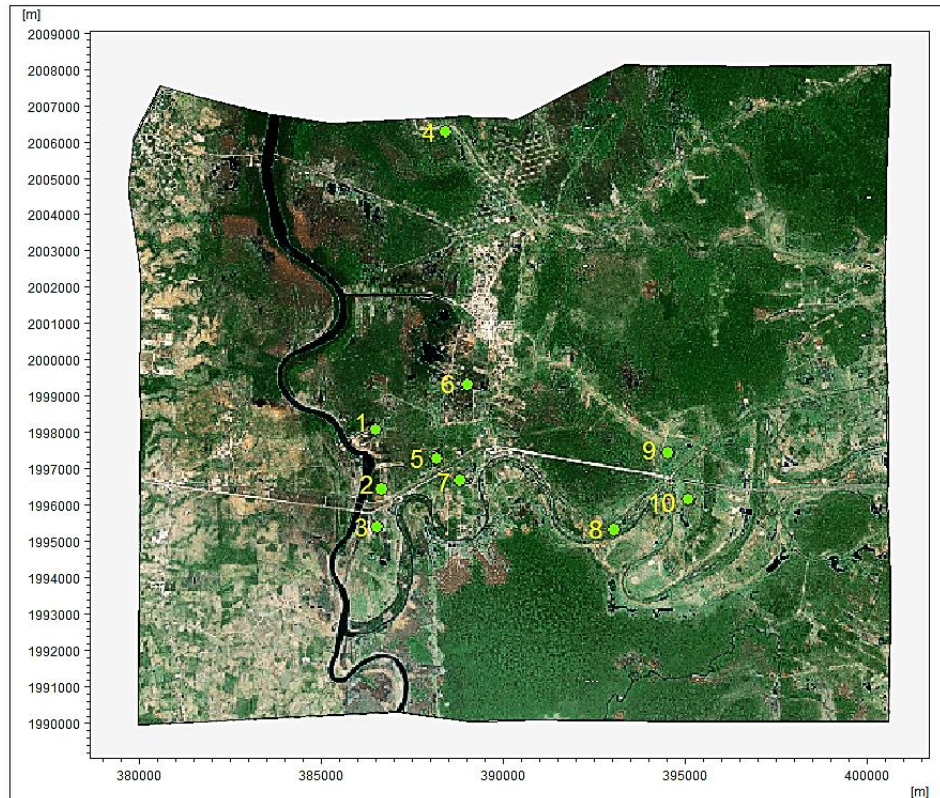


Figura 5.2.1 Puntos de referencia para comparación de parámetros de estudio

La comparación de dichos parámetros permitirá esclarecer el comportamiento del flujo en interacción con el terraplén. Esto servirá para identificar las posibles zonas en donde se tiene mayor riesgo de inundación.

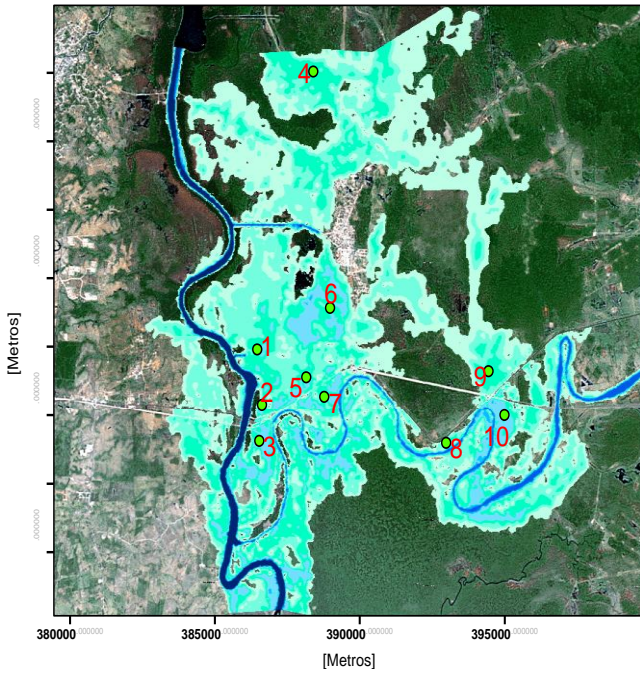
5.3 Profundidad total del agua

Uno de los parámetros medidos en las simulaciones realizadas fue la profundidad total del agua (Total Water Depth). Para este punto se muestran los valores máximos de profundidad del agua en cada uno de los escenarios de simulación. Se realizó una comparación de los valores obtenidos para demostrar que el terraplén genera remanso, incrementando los niveles de inundación en la zona.

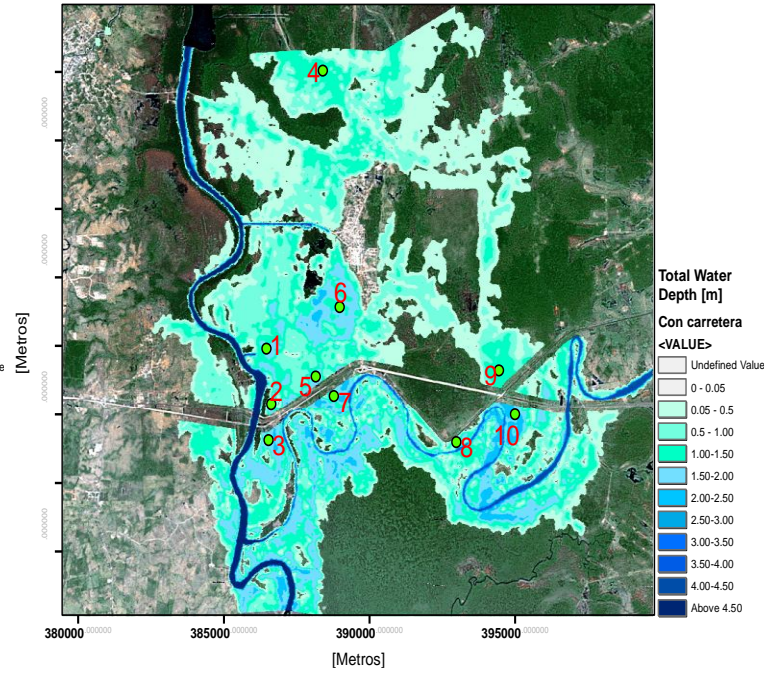
En la **Figura 5.3.1** se muestran los mapas de Profundidad Total Máxima del Agua para cada escenario de simulación. En la imagen se aprecian las variaciones existentes en los niveles y las manchas de inundación, siendo el segundo escenario (llanura de Inundación con presencia de la carretera sin alcantarillas) el más desfavorable.

ESCENARIO DE INUNDACIÓN TR 100 AÑOS

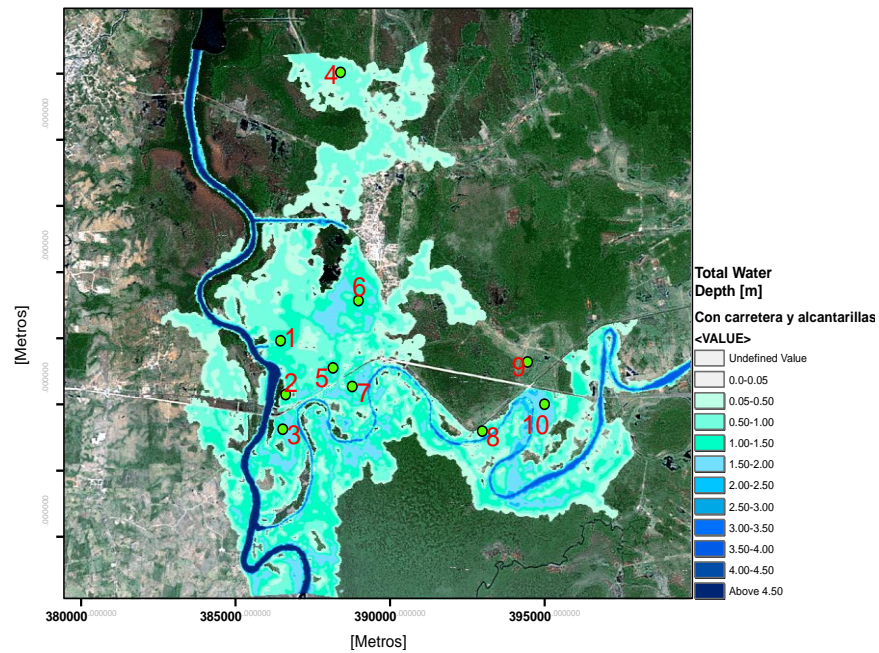
Profundidad Total del Agua



Simulación de llanura de inundación sin carretera.



Simulación de llanura de inundación con carretera.



Simulación de llanura de inundación con carretera y alcantarillas existentes.

Figura 5.3.1 Valores máximos de profundidad total del agua

En la **Tabla 5.3.1** se muestran los valores obtenidos de la profundidad total del agua para las tres simulaciones realizadas. Los valores están de acuerdo a los puntos de referencia seleccionados.

Tabla 5.3.1 Valores de la profundidad total del agua para los puntos de referencia.

| PARAMETRO | PUNTO DE REFERENCIA | ESCENARIO DE SIMULACIÓN | | |
|--------------------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------------------|--|
| | | Sin presencia de la carretera | Con carretera sin alcantarillas | Con carretera y alcantarillas existentes |
| Profundidad Total del agua (m) | 1 | 1.144 | 1.495 | 1.17 |
| | 2 | 1.578 | 1.719 | 1.47 |
| | 3 | 1.427 | 1.596 | 1.365 |
| | 4 | 1.169 | 1.165 | 0.655 |
| | 5 | 1.657 | 1.723 | 1.522 |
| | 6 | 1.292 | 1.314 | 1.200 |
| | 7 | 1.206 | 1.652 | 1.402 |
| | 8 | 0.912 | 1.468 | 1.123 |
| | 9 | 1.096 | 1.267 | 0.00 |
| | 10 | 1.653 | 2.045 | 1.725 |

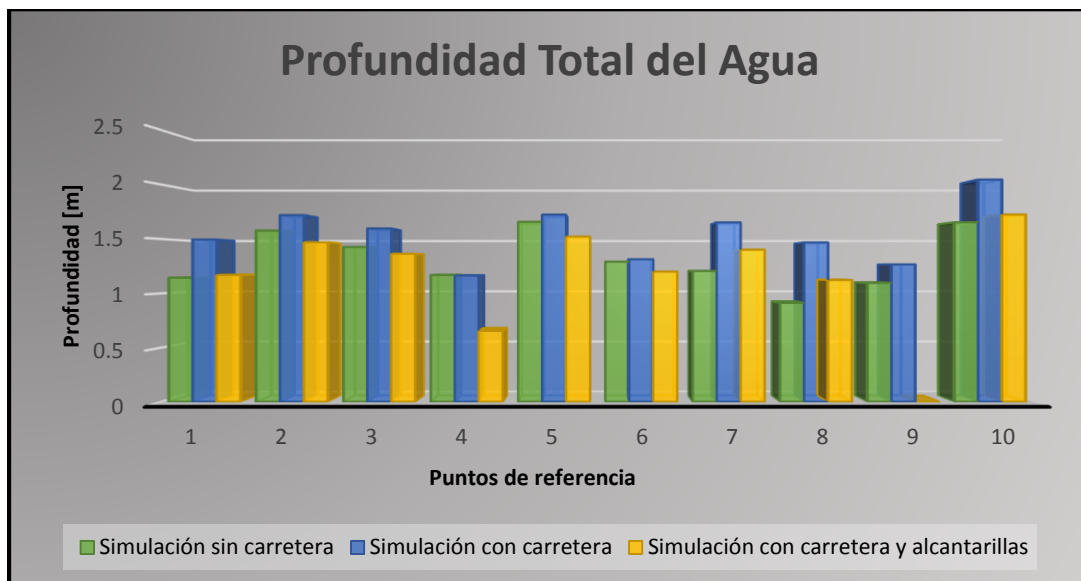


Figura 5.3.2 Gráfica de profundidad total del agua

En la **Tabla 5.3.2** se muestran los valores del área de las manchas de inundación para cada escenario de simulación. El cálculo de las áreas fue obtenido con ayuda del programa ARCGIS 10.1. Las áreas muestran la evidencia del alcance del flujo de inundación, presentándose la mayor magnitud para el escenario de simulación con presencia de carretera sin alcantarillas.

Tabla 5.3.2 Área de las manchas de Inundación resultado de las simulaciones realizadas.

| Área de la mancha de Inundación [ha] | ESCENARIO DE SIMULACIÓN | | |
|--------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--|
| | Simulación sin carretera | Simulación con carretera | Simulación con carretera y alcantarillas |
| Total [ha] | 4052.74 | 4819.00 | 3436.79 |

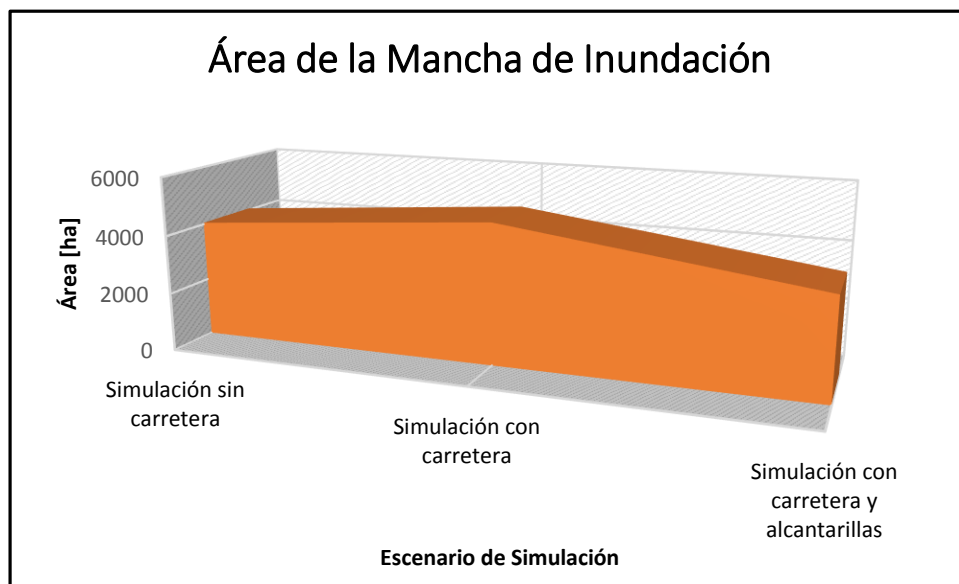


Figura 5.3.3 Gráfica de las áreas de inundación

De acuerdo a los puntos de referencia 5, 6 y 7, se observa que los niveles en la profundidad en los casos de simulación 1 y 3 no tienen mucha variación; sin embargo en ese tramo de carretera se está presentando inundación del camino para el caso en que no se colocaron

alcantarillas; a diferencia de la simulación con alcantarillas en la cual se restringe el paso del agua sobre el terraplén y se logra disminuir un poco el nivel del agua.

En los puntos 7 y 8, el nivel del agua aumenta para la simulación con alcantarillas en comparación con el primer escenario; esto es debido a que el afluente del río Tonalá, que también desborda; produce un remanso aguas arriba del terraplén; en este tramo las alcantarillas conducen el agua hacia el canal de drenaje pluvial que corre a lo largo de tramo carretero, con lo cual no se logra dar alivio a la zona; ya que las alcantarillas funcionan como vasos comunicantes únicamente.

5.4 Velocidad media del flujo de inundación

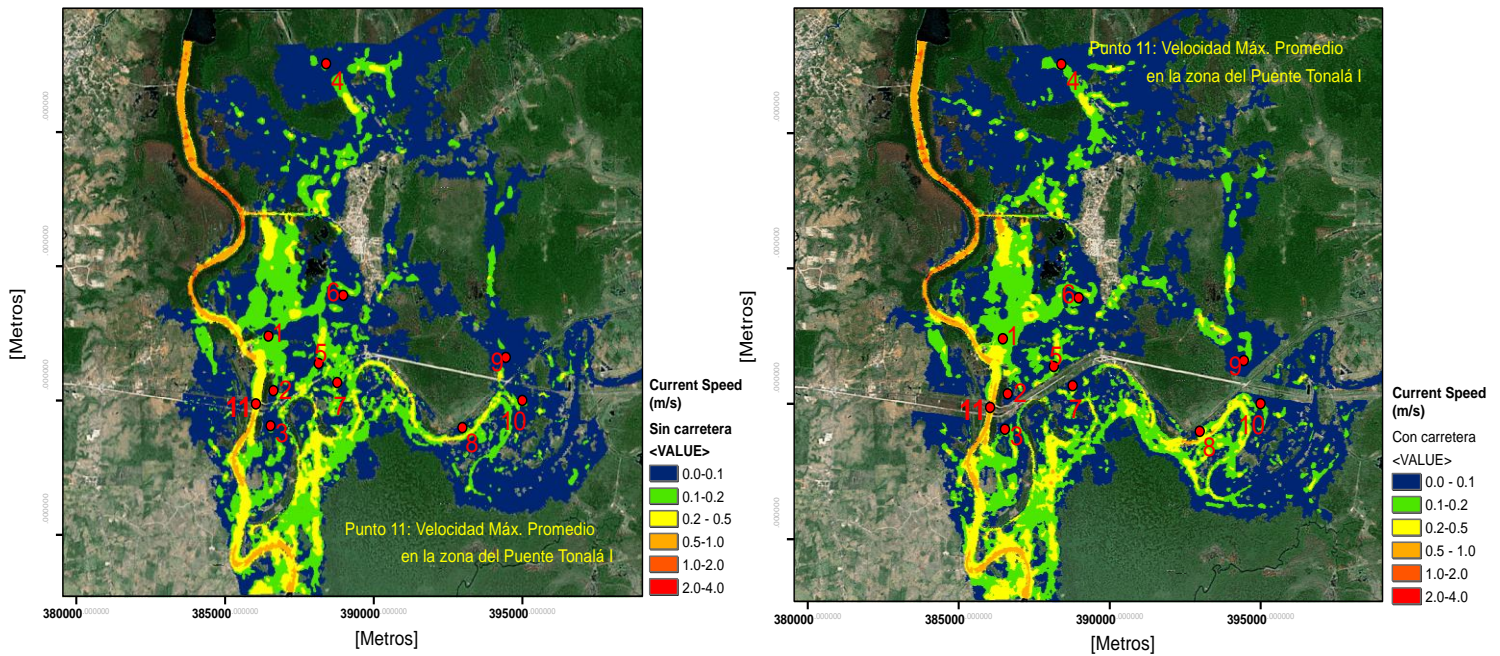
A continuación se presentan los resultados de la velocidad media del flujo (Current Speed). Para este punto se muestran los valores máximos de la velocidad del agua para cada escenario de simulación.

En la **Figura 5.4.1** se muestran los mapas de velocidad media máxima del flujo para cada escenario de simulación. En la imagen se aprecian las variaciones existentes en la velocidad y el alcance del flujo de acuerdo a la misma, presentándose el caso más desfavorable en la simulación de llanura de inundación con presencia de carretera sin alcantarillas.

El análisis de velocidad juega un factor muy importante, ya que permite establecer los puntos críticos en donde se presenta una mayor afectación.

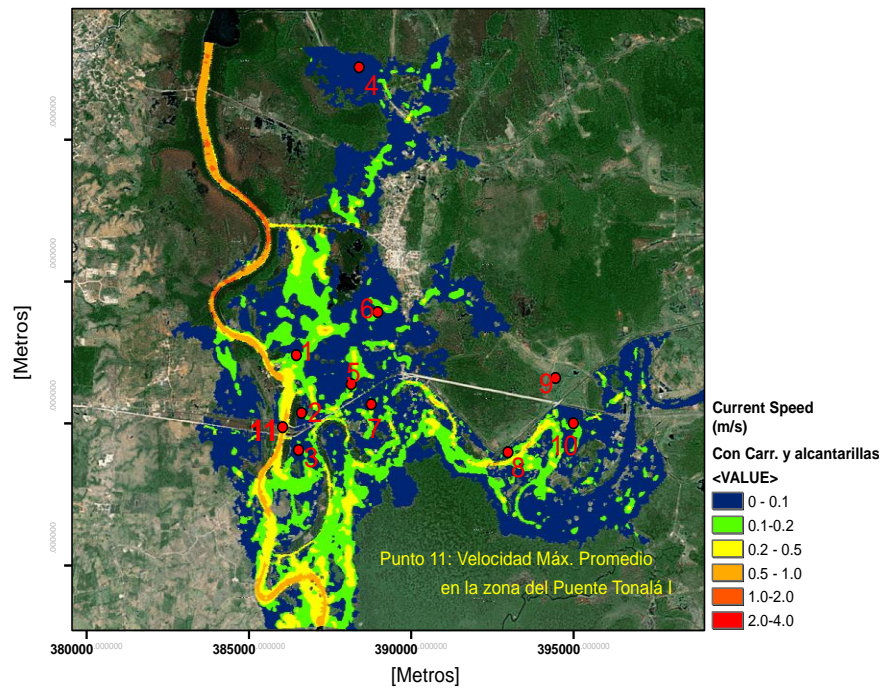
Durante una avenida se presentan fuerzas estáticas, dinámicas y de subpresión que pueden dañar puentes carreteros. Es importante llevar a cabo un estudio de estas acciones para el diseño de los puentes (ej. Puente Tonalá I); es por eso que se añadió un punto extra de referencia (Punto 11); para llevar a cabo el análisis de la velocidad en la zona del puente; y así poder tener un parámetro que permita estimar la socavación originada en su cimentación.

ESCENARIO DE INUNDACIÓN TR 100 AÑOS
Velocidad Media del Flujo



Simulación de llanura de inundación sin carretera.

Simulación de llanura de inundación con carretera.



Simulación de llanura de inundación con carretera y alcantarillas existentes.

Figura 5.4.1 Valores máximos de velocidad media del flujo de inundación.

En la **Tabla 5.4.1** se muestran los valores obtenidos de la profundidad total del agua para las tres simulaciones realizadas. Los valores están de acuerdo a los puntos de referencia seleccionados.

Tabla 5.4.1 Valores de la velocidad media máxima del flujo

| PARAMETRO | PUNTO DE REFERENCIA | ESCENARIO DE SIMULACIÓN | | |
|--|---------------------|-------------------------------|---------------------------------|--|
| | | Sin presencia de la carretera | Con carretera sin alcantarillas | Con carretera y alcantarillas existentes |
| Velocidad Media Máxima del Flujo (m/s) | 1 | 0.1177 | 0.1537 | 0.1161 |
| | 2 | 0.0902 | 0.1147 | 0.0934 |
| | 3 | 0.0454 | 0.0509 | 0.0562 |
| | 4 | 0.0989 | 0.1091 | 0.0634 |
| | 5 | 0.0837 | 0.0899 | 0.1143 |
| | 6 | 0.029 | 0.0335 | 0.035 |
| | 7 | 0.1358 | 0.072 | 0.0756 |
| | 8 | 0.1015 | 0.1259 | 0.093 |
| | 9 | 0.0431 | 0.1106 | 0.0 |
| | 10 | 0.1279 | 0.1808 | 0.2026 |
| | 11 | 0.7937 | 1.65 | 0.6707 |

De acuerdo a la tabla anterior; se observa que la variación de las velocidades no es proporcional a los niveles de inundación de la **Tabla 5.3.1**. En la **Figura 5.4.2** se muestra la gráfica de los valores de velocidad máxima del flujo para los puntos de referencia. En el punto 7 se hace notar que la velocidad del flujo incrementa para la simulación sin carretera; ya que se produce el desbordamiento del flujo sobre el terraplén; adicionalmente para el punto 10 se observa el incremento de la velocidad para el tercer caso de simulación; en la cual influye la presencia de alcantarillas; a diferencia de los casos de simulación 1 y 2, en donde la velocidad se ve disminuida por el remanso ocasionado por la presencia del terraplén.

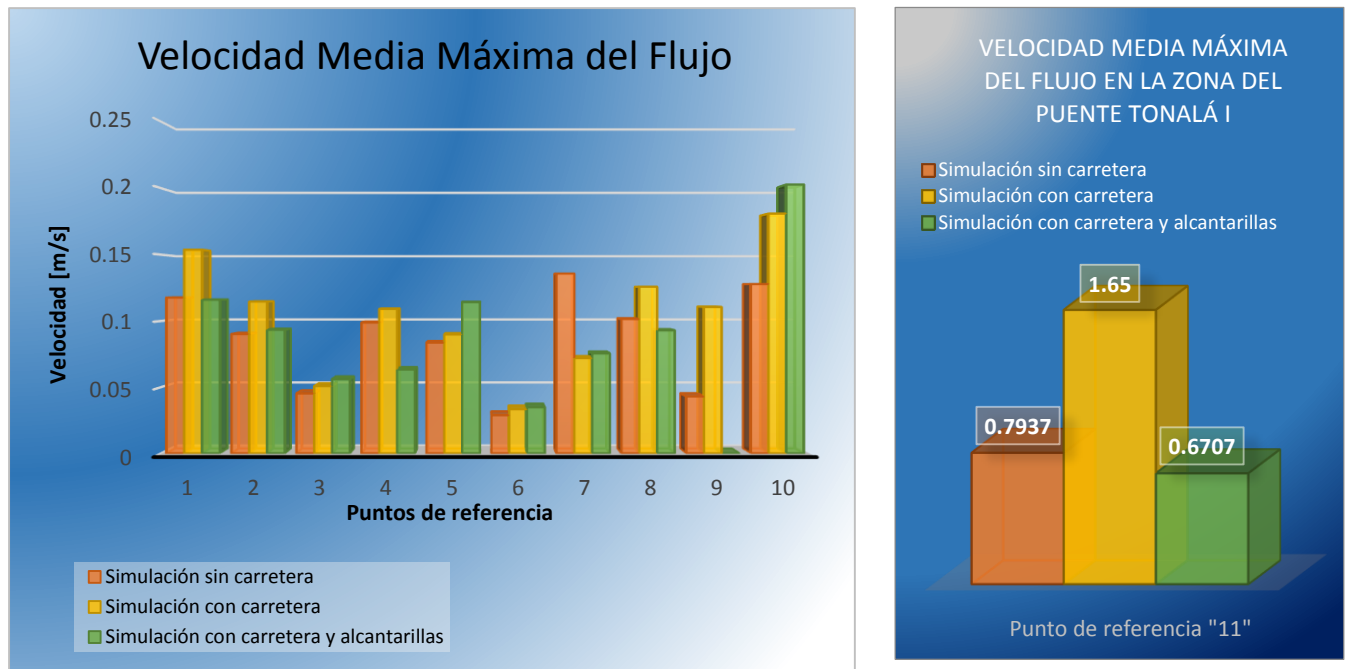


Figura 5.4.2 Gráfica de velocidad media del flujo.

5.5 Análisis por socavación en pilas del puente Tonalá I

Existen algunos lineamientos para la evaluación y el diseño de puentes ante acciones hidráulicas, en este caso un análisis por socavación. Dentro de la clasificación de las cargas y acciones que actúan sobre una estructura se encuentran las cargas permanentes, las cargas variables y las cargas eventuales. Dentro de las cargas eventuales se considera el empuje dinámico del agua sobre las pilas. (SMIE.2010)

El empuje dinámico se calcula suponiendo que las velocidades varían como una parábola de segundo grado; dando como resultado una distribución triangular de presiones. La presión promedio se calcula con la siguiente ecuación.

$$p = 0.5003 C_D v^2 \quad \text{(Ecuación 5.5.1)}$$

Donde p es la presión promedio en KPa; v es el valor promedio de la velocidad del flujo y C_D es el coeficiente de arrastre longitudinal (Tabla 5.5.1).

Tabla 5.5.1 Coeficiente de arrastre longitudinal (SCT.2001)

| TIPO | CD |
|---|-----|
| Pilas con tajamar rectangular | 1.4 |
| Pilas en las que se acumulen objetos arrastrados | 1.4 |
| Pilas con tajamar triangular con ángulos de ataque igual o menor de 90° | 0.8 |
| Pilas con tajamar semicircular | 0.7 |

El empuje total, p es el producto de la presión promedio por el área expuesta de la pila, A_D , mostrado en la **Ecuación 5.5.2**.

$$p = pA_D \quad \text{(Ecuación 5.5.2)}$$

Si la corriente incide sobre la pila en una orientación diferente al eje longitudinal de su planta, se considera el efecto de un empuje lateral, calculando la presión promedio lateral mediante la **Ecuación 5.5.3**.

$$p_L = 0.051C_L v^2 \quad \text{(Ecuación 5.5.3)}$$

Donde p_L , es la presión lateral promedio, en KPa; v es la velocidad promedio de la velocidad del flujo, y C_L , es el coeficiente de arrastre lateral, que depende del ángulo θ que se forma entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la planta de la pila

Tabla 5.5.2 Coeficiente de arrastre lateral (SCT.2001)

| TIPO | CD |
|---|-----|
| Pilas con tajamar rectangular | 1.4 |
| Pilas en las que se acumulen objetos arrastrados | 1.4 |
| Pilas con tajamar triangular con ángulos de ataque igual o menor de 90° | 0.8 |
| Pilas con tajamar semicircular | 0.7 |

El empuje lateral total es:

$$P_L = p_L A_L \quad \text{(Ecuación 5.5.4)}$$

La **Ecuación 5.5.4** representa el producto de la presión lateral promedio por el área lateral expuesta de la pila.

Para el análisis de debe considerar el efecto de la subpresión de todos aquellos elementos sumergidos, por lo que la fuerza de subpresión será igual al volumen sumergido por la densidad del líquido desalojado.

Además de las fuerzas debidas a las acciones del agua, se considera la socavación (SMIE.2010). Para tomar en cuenta la erosión del suelo se establecen dos condiciones. Primero se estipula que para el diseño por socavación debido a inundaciones, se establece que el material arrastrado del prisma de socavación por encima de la línea de socavación total se remueve completamente. También se utiliza la avenida máxima más severa, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. Básicamente se establecen las condiciones más desfavorables para considerar el efecto de socavación.

De manera general, los tipos de erosión considerados para este trabajo son la socavación de la sección transversal bajo el puente y la socavación local al pie de las pilas, descritas a continuación:

- *Socavación transversal en la sección bajo el puente.* Se produce debido al aumento de velocidad, por reducirse el área útil del cauce con la presencia de pilas, estribos y terraplenes de acceso.
- *Socavación local al pie de pilas y estribos.* Esta erosión es causada por los vórtices que se presentan frente a esos elementos.

5.5.1 Socavación transversal bajo el puente

Para la determinación de la socavación transversal bajo el puente, se utilizó el método propuesto por Lischtvan-Lebediev (Maza, 1968), quienes realizaron en primera instancia una serie de clasificaciones en cuanto al cauce del río y el material con el que están formados.

Cuando se presenta una avenida, aumenta la velocidad del cauce en la sección del cruce del puente, por ser generalmente menor el área hidráulica en esa zona. El aumento de la velocidad provoca un aumento en la capacidad de arrastre de la corriente, por lo que el fondo del cauce se degrada. Si el nivel del fondo desciende, el área hidráulica comienza a incrementar paulatinamente hasta que el valor medio de la velocidad y la capacidad de arrastre alcanzan un equilibrio.

El tipo de suelo del cauce del río Tonalá es de tipo arenoso y granular, clasificado como un suelo homogéneo no cohesivo. La velocidad media de arrastre, para suelos homogéneos no cohesivos de partículas sueltas como arena y grava, se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$v_e = 0.68\beta d_m^{0.28} H_s^x \quad (\text{Ecuación 5.5.5})$$

Donde d_m , es el diámetro medio de los granos del fondo del cauce, β , es el coeficiente de paso que depende de la frecuencia con que se repite la avenida, x , es un exponente que varía dependiendo del peso volumétrico del material y H_s es la profundidad a la que se encuentra el suelo.

5.5.2 Socavación local al pie de las pilas

Dentro de las ecuaciones existentes para evaluar la socavación, se encuentra una propuesta por la Universidad de Colorado (CSU), involucra varios aspectos importantes, tales como las características del material del fondo, la configuración del cauce, las características del flujo y la geometría de la pila y la cimentación. Matemáticamente, se expresa mediante la **Ecuación 5.5.6 (HEC-18.2012)**.

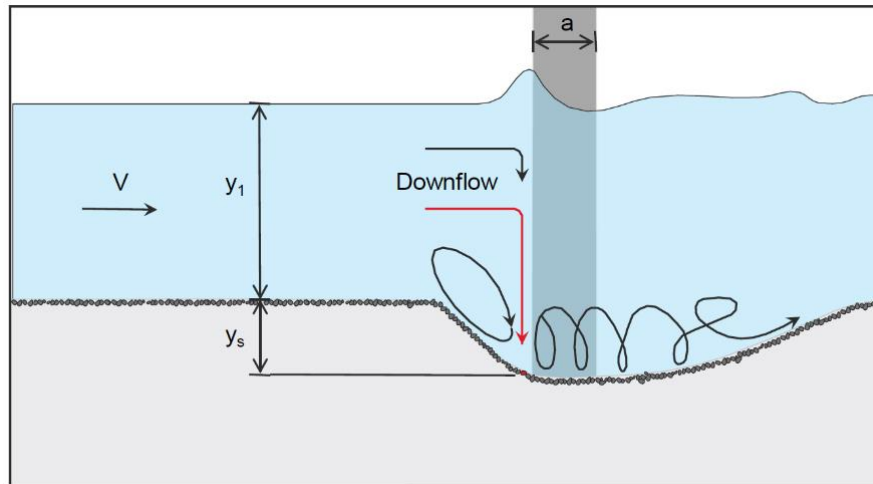


Figura 5.5.1 Esquema de la socavación local al pie de las pilas (HEC-18.2012).

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0k_1k_2k_3 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} Fr^{0.43} \quad \text{(Ecuación 5.5.6)}$$

donde y_s , es la profundidad de socavación, en m; y_1 , es el tirante inmediatamente aguas arriba de la pila, en m; k_1 , es un factor de corrección para pilas con distintas formas (**Figura 5.4.3**); k_2 , es el factor de corrección debido al Angulo de llegada del flujo; k_3 , es el factor de corrección para tomar en cuenta las condiciones del fondo del cauce; a , es el ancho de la pila, en m; L , es la longitud de la pila, en m y Fr , es el número de Froude directamente aguas arriba de la pila.

Como regla de oro, la profundidad máxima de socavación para pilas de punta redonda alineadas con el flujo es:

$$y_s \leq 2.4 \text{ veces el ancho de la pila } (a) \text{ para } Fr \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0 \text{ veces el ancho de la pila } (a) \text{ para } Fr > 0.8$$

En términos de y_s/a , la **Ecuación 5.5.6** es:

$$\frac{y_s}{a} = 2.0k_1k_2k_3 \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0.35} Fr^{0.43} \quad \text{(Ecuación 5.5.7)}$$

Son distintos parámetros los que deben tomarse en cuenta para el análisis por socavación; sin embargo, con base en la **Ecuación 5.5.6**, se observa que el ancho de la pila, la velocidad del flujo y el tirante son parámetros que no pueden ser pasados por alto para la determinación de la socavación.

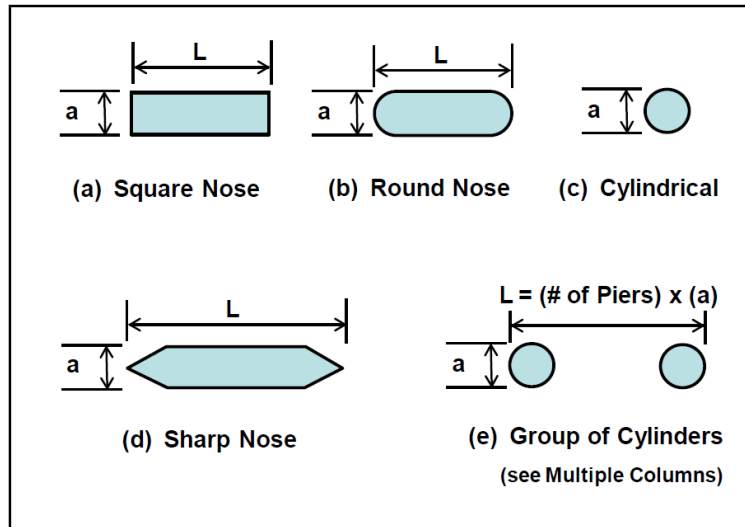


Figura 5.5.2 Formas comunes para pilas (HEC-18.2012).

El factor de corrección k_1 se obtiene con ayuda de la tabla siguiente:

Tabla 5.5.3 Factor de corrección k_1 para diferentes formas de punta de las pilas

| Forma de la punta de la pila | k_1 |
|------------------------------|-------|
| (a) Punta Cuadrada | 1.1 |
| (b) Punta Redonda | 1.0 |
| (c) Cilindro | 1.0 |
| (d) Grupo de cilindros | 1.0 |
| (e) Punta afilada | 0.9 |

El factor de corrección, k_2 , para el ángulo de ataque del flujo se calcula usando la siguiente ecuación (HEC-18.2012).

$$k_2 = [(c o s \theta) + (L/a \sin \theta)]^{0.65} \quad \text{(Ecuación 5.5.8)}$$

Si L/a es mayor a 12, usar $L/a=12$ como valor máximo para la **Ecuación 5.5.8**. La **Tabla 5.5.4** muestra la magnitud del efecto del ángulo de ataque de la socavación local en la pila.

Tabla 5.5.4 Factor de corrección k_2 , para el ángulo de ataque del flujo

| Ángulo | L/a=4 | L/a=8 | L/a=12 |
|--------|-------|-------|--------|
| 0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 15 | 1.5 | 2.0 | 2.5 |
| 30 | 2.0 | 2.8 | 3.5 |
| 45 | 2.3 | 3.3 | 4.3 |
| 90 | 2.5 | 3.9 | 5.0 |

Ángulo= ángulo de ataque del flujo
L=Longitud de la pila

El factor de corrección k_3 se obtiene con ayuda de la **Tabla 5.5.5**

Tabla 5.5.5 Aumento de equilibrio en las profundidades de socavación, k_3 para la condición del cauce

| Bed Condition | Dune Height ft | K_3 |
|-----------------------------|----------------|------------|
| Clear-Water | N/A | 1.1 |
| Plane bed and Antidune Flow | N/A | 1.1 |
| Small Dunes | $10 > H > 2$ | 1.1 |
| Medium Dunes | $30 > H > 10$ | 1.2 to 1.1 |
| Large Dunes | $H > 30$ | 1.3 |

Notas (HEC-18.2012):

El factor de corrección k_1 deberá determinarse por la **Tabla 5.5.3** para ángulos de ataque del flujo de hasta 5 grados. Para ángulos mayores, domina k_2 , y el factor k_1 deberá ser considerado como 1.0. Si L/a es mayor a 12, usar el valor L/a=12 como máximo para la **Tabla 5.5.4**

Cálculo de socavación al pie de las pilas para los tres escenarios de simulación

Descripción estructural del puente Tonalá

El puente Tonalá, de 252 metros de longitud y 9.50 metros de ancho, fue construido en 1958; constaba de siete tramos de losa de concreto reforzado, apoyada sobre cuatro traveses preesforzados de 36 metros de longitud cada uno. Los apoyos estaban integrados por dos caballetes extremos y seis pilas intermedias de concreto reforzado de 10 m de altura, cimentados en pilotes metálicos de 0.61 metros de diámetro.



Figura 5.5.3 Colapso del puente Tonalá I, en donde se aprecia el tipo de apoyo.

Utilizando la **Ecuación 5.5.6**, se obtuvieron los valores de socavación para los tres escenarios de simulación.

Utilizando un ángulo de ataque del flujo sobre la pila= 0.0° se tienen los siguientes valores de socavación bajo las pilas.

Tabla 5.5.6 Valores de Socavación para un ángulo de ataque de flujo de 0.0°

| Parámetro | Escenario de Simulación | | |
|---------------------------------|-------------------------|---------------|-------------------------------|
| | Sin carretera | Con carretera | Con carretera y alcantarillas |
| k1 | 1 | 1 | 1 |
| k2 | 1 | 1 | 1 |
| k3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 |
| Ancho de pila (a) (m) | 4 | 4 | 4 |
| Tirante del Agua (m) | 11.47 | 12.02 | 11.34 |
| Velocidad Media del Flujo (m/s) | 0.7937 | 1.65 | 0.6707 |
| Número de Froude | 0.0748 | 0.1519 | 0.0635 |
| Socavación (m) | 4.93 | 6.80 | 4.58 |

Utilizando un ángulo de ataque del flujo sobre la pila= 15° se obtuvieron los siguientes valores de socavación bajo las pilas.

Tabla 5.5.7 Valores de Socavación para un ángulo de ataque de flujo de 15°

| Parámetro | Escenario de Simulación | | |
|---------------------------------|-------------------------|---------------|-------------------------------|
| | Sin carretera | Con carretera | Con carretera y alcantarillas |
| k1 | 1 | 1 | 1 |
| k2 | 1.5 | 1.5 | 1.5 |
| k3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 |
| Ancho de pila (a) (m) | 4 | 4 | 4 |
| Tirante del Agua (m) | 11.47 | 12.02 | 11.34 |
| Velocidad Media del Flujo (m/s) | 0.7937 | 1.65 | 0.6707 |
| Número de Froude | 0.0748 | 0.1519 | 0.0635 |
| Socavación (m) | 7.40 | 10.20 | 6.87 |

Con base en los valores obtenidos se observa que la profundidad de socavación es muy sensible en función del ángulo de ataque del flujo. Dentro de los estudios realizados por la SCT acerca de este suceso, encontraron una altura de socavación de 11 m, la cual es muy parecida a la altura de socavación obtenida para la simulación con carretera igual a 10.20 m (**Tabla 5.5.7**). Los resultados permiten establecer que la estrangulación del flujo por la presencia de la carretera, en unión con la falta de mantenimiento de las alcantarillas, agrava considerablemente el efecto de socavación bajo las pilas, siendo causa importante del colapso del puente Tonalá I.

5.6 Escenario de inundación para un periodo de retorno $Tr=100$ años

Simulación sin presencia de la carretera

En este caso, el flujo consigue una velocidad tal que la mancha de inundación logra extenderse hacia aguas abajo de los puentes Tonalá I y II. El incremento en la velocidad se ve ocasionado por la elevación del terraplén; sin embargo, se observó que la carretera sufre inundaciones por el incremento en los niveles de agua, desbordándose por sobre el terraplén, con la posibilidad de generar daños a la estructura.

Simulación con presencia de la carretera

Debido a que el cuerpo carretero se presenta como una barrera que impide el paso del flujo, el desbordamiento que se produce aguas abajo de los puentes Tonalá I y II, se genera con una mayor velocidad. El incremento a la velocidad produce que el flujo alcance a inundar una mayor parte de la zona noroeste del dominio, abarcando la ciudad de Agua Dulce. Además se presenta el aumento en la velocidad a lo largo del río Tonalá, la cual causa afectaciones en la zona del puente generando la socavación en la cimentación de las pilas.

Simulación con presencia de carretera y alcantarillas

La presencia de alcantarillas en la carretera permitió un mejor sistema de drenaje en la zona. A diferencia de las simulaciones anteriores, en este caso, las velocidades del flujo alcanzadas aguas debajo de los puentes no tuvieron la magnitud suficiente para inundar la zona noroeste del dominio. Las alcantarillas permitieron el paso del flujo de inundación, controlando de una manera más eficiente la rapidez del desbordamiento del río Tonalá. Los niveles del agua alcanzados en este caso son menores que en las simulaciones anteriores, presentándose variaciones de entre 0.0 a 20 centímetros. La variación podrá no ser grande, sin embargo es significativa ya que demuestra que el terraplén sí es una obstrucción de los cauces naturales y que un buen proyecto de drenaje puede ayudar a contrarrestar los efectos negativos de la interrupción del drenaje natural de una cuenca.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1 Introducción

El principal objetivo de las obras de drenaje en carreteras es reducir al mínimo el volumen de agua que pueda llegar a ocasionar afectaciones, y el segundo objetivo es procurar el rápido desalojo del agua que llega a los caminos.

Un proyecto de drenaje inadecuado es el principal responsable del daño que sufren las carreteras. De acuerdo a los resultados de este trabajo, es evidente que el terraplén de una carretera produce que los niveles de un flujo de inundación aumenten; un buen proyecto de drenaje puede evitar que esto suceda; e incluso provocar que esos niveles disminuyan, sin embargo es necesario realizar estudios como el que se presenta en este trabajo, para brindar una mayor información al proyectista y así, este pueda diseñar una carretera más eficiente con un sistema de drenaje que funcione adecuadamente.

6.2 Conclusiones generales

La falta de proyección de alcantarillas en la carretera federal 180 Coatzacoalcos-Villahermosa deriva de la hipótesis de que el terreno desciende hacia ambos lados del camino, por lo cual no es necesaria la construcción de obras de drenaje. Sin embargo, en la implantación de esa teoría no fue considerada una inundación de tales magnitudes como la que se ha presentado en años anteriores en Tabasco.

Los resultados obtenidos en el subcapítulo 5.4 demuestran que la deficiencia del drenaje en la carretera ocasionó el aumento en la velocidad del flujo del río Tonalá; generando socavación en las pilas del puente “Tonalá I”. El colapso del puente no fue un suceso aislado a la presencia de la carretera. El terraplén contribuyó a la estrangulación del flujo provocando el colapso del puente.

De acuerdo al departamento de drenaje y estructuras menores de la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes), existe una propuesta para hacer la renovación de la carretera “Coatzacoalcos-Villahermosa”, con el plan de aumentar el número de carriles y elevar el nivel de la rasante del camino. En años anteriores, la carretera ha sufrido inundaciones, afectando a la economía del estado; y es por eso que elevar la rasante del camino sería la primera etapa para la solución del problema; sin embargo, la pregunta es: ¿hasta qué nivel es necesario elevar el terraplén, y como se refleja en el costo de materiales y construcción?

Los resultados obtenidos permiten contar con una información más adecuada para la planeación del nuevo proyecto y así poder minimizar costos, ya que conociendo las manchas de inundación y los niveles de agua superficial, se pueden especificar las zonas en que la carretera presenta un mayor riesgo, así como los puntos en donde se requiere aumentar el número de alcantarillas.

Aumentar el nivel de la rasante permitirá lo siguiente:

- 1.- Evitar que se inunde la carretera.
- 2.-Proyectar obras de drenaje con mayores dimensiones que permitan el paso del flujo con mayor facilidad.

3.-Un nuevo proyecto con aumento del nivel de la rasante permitirá añadir más carriles al cuerpo carretero, incrementando la actividad económica.

Dentro de los resultados, se observó que la velocidad del flujo dentro de las alcantarillas se incrementa debido a la estrangulación que éstas representan. Por esa misma razón, el gasto también se ve incrementado dentro de las obras de drenaje.

El hecho de que en el escenario de simulación con alcantarillas, los niveles de agua hayan descendido, al igual que el área de las manchas de inundación; no significa que el sistema de drenaje actual funcione de manera óptima. En este trabajo se hizo la suposición de que las alcantarillas funcionaban de forma correcta y en condiciones tales que no se encontraran obstruidas o azolvadas; y aun así, de acuerdo a los resultados; es necesario mejorar el sistema de drenaje.

Las obras que se comunican con el canal central de drenaje pluvial mencionado en el subcapítulo 2.3.1 no son suficientes para dar desalojo al agua. Es necesario colocar obras de drenaje que tengan la pendiente adecuada para que el agua pueda pasar a través del camino y no se quedé estancada. Incluso hay tramos del camino en los cuales no existen alcantarillas, y de acuerdo a la SCT debe haber una obra de drenaje por lo menos cada 500 metros de carretera; las cuales servirán como obra de alivio en caso de que se presente una avenida extraordinaria.

El trazo horizontal de un camino y su sistema de drenaje son tareas preliminares para el desarrollo de un proyecto de carretera y contar con un mapa de las zonas de inundación provee una herramienta muy útil para esas tareas.

En primera instancia, conocer las zonas de inundación permitiría ubicar las obras de drenaje, sobre todo en entronques, en donde es necesario dar paso a los escurrimientos a través de los ejes que lo componen. Otra de las ventajas que ofrece un mapa de inundación es poder diseñar la rasante de camino considerando el nivel de aguas máximas extraordinarios que se presenta; así como elegir las zonas estratégicas para la colocación de alcantarillas.

El drenaje de una carretera es tarea preliminar en la construcción de caminos, ya que definirá los taludes del terraplén para los cuales también debe considerarse el nivel del agua y su velocidad.

Otra de las observaciones es que las carreteras deben contar con un mantenimiento constante. Muchos de los caminos que se han visto deficientes en su funcionamiento no son por causa de un mal diseño, sino, por falta de mantenimiento. La obstrucción de las alcantarillas es algo que muchas veces no se puede controlar y sin el mantenimiento adecuado, no se puede garantizar su óptima operación.

El diámetro mínimo aprobado por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes para tuberías de drenaje es de un metro con veinte centímetros. Este diámetro permite y facilita la limpieza de las tuberías y su mantenimiento.

La presencia de agua en exceso que escurre por los taludes de los terraplenes ocasiona la saturación de las capas del camino, con la consecuente disminución de la resistencia del esfuerzo cortante de estos materiales y por ende, la presencia de asentamientos.

Es importante recalcar la necesidad de la elaboración de estudios a un mayor detalle para carreteras que se construyen en zonas de inundación. Las estrategias actuales de diseño y la prisa de entrega de los mismos no puede ser prioridad para omitir este tipo de estudios.

La falta de información ya no puede ser un pretexto para utilizar métodos básicos de diseño. Actualmente existe una variedad de programas que permiten obtener gastos de diseño utilizando la mayor información posible garantizando resultados confiables.

REFERENCIAS

CNN MÉXICO. CNN MÉXICO 2011. *Las inundaciones dejan más de 250, 000 afectados en Tabasco.* Publicado miércoles 19 de octubre de 2011. Recuperado el 11 de septiembre de 2013 de <http://mexico.cnn.com/nacional/2011/10/19/las-inundaciones-dejan-mas-de-250000-afectados-en-tabasco>.

Diario Oficial de la Federación (2007). Diario Oficial de la Federación, Tomo DCXLV No.17, México D, F., lunes 25 de agosto de 2007, pág. 7. Disponible en: http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Noticias/2003-2007/DOF_25-06-2007.pdf

Diario de Xalapa (2009). *Causa del Colapso del puente Tonalá.* Basilio de la Vega, Agustín. Diario de Xalapa. 12 de Agosto de 2009. Recuperado el 23 de Octubre del 2013 de <http://www.oem.com.mx/oem/notas/n1281738.htm>.

EM-DAT (2011). OFDA/CRED Base de datos Internacional de desastres (International Disaster Database), Universite Catholique de Louvain, Brussels, <http://www.cred.be/emdat>.

ESTADO FÍSICO (2013). Dirección General del Conservación de Carreteras. Estado Físico. Recuperado el 20 de octubre de 2013 de: <http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-conservacion-de-carreteras/estado-fisico/tabasco/>

HEC-18 (2012). Hydraulic Engineering Circular No. 18. “**Evaluating Scour at Bridges**”. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Fifth Edition.

INEGI (2008). Nube de Puntos LIDAR ajustada al Terreno, Bloque conformado por las cartas 1:50,000: E15A75, E15A76, E15A85, E15A86 del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.

INEGI (2010). INEGI. Censo del año 2010. Recuperado el 07 de Septiembre de <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/biinegi/?e=30&m=204>

INEGI (2011). INEGI, Anuario Estadístico. Tabasco. México 2011.

La Jornada (2009). La Jornada. 11 de noviembre de 2009. “Inundaciones arrasan 2 comunidades en Tabasco; 10 permanecen aisladas”. Corresponsales: Alberto López René y Lastra Ríos Jesús.

Maza J. A. y Sánchez J. L. (1964), “*Contribución al Estudio de la Socavación Local en Pilas*”, Facultad de Ingeniería, Publicaciones del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Enero.

Michel-Kerjan, E., (2012) How resilient is your country?, Nature 491, 497 (22 November 2012) doi:10.1038/491497a

Dominguez et al., 2008. Dominguez M. R., Esquivel G. G., Mendez A. B., Mendoza R. A., Arganis J. M. L., Carrizosa E. E., 2008. Manual del Modelo para pronóstico de escurrimiento. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. ISBN 978-607-2-00316-3.

Noticias/Centro. El Informador. Tabasco Hoy. Recordando la Gran Inundación de 2007 en Tabasco. Publicado el 01 de Noviembre de 2011. Recuperado el 10 de septiembre de 2013 de <http://www.tabascohoy.com/2/notas/index.php?ID=81424>.

NOTIMEX (2009). Con informador NOTIMEX. Recuperada 95% red carretera en Tabasco tras inundaciones 28 de Octubre de 2009. Recuperado el 6 de Noviembre de 2013 de: <http://www.adnradio.cl/noticia/recuperada-95-red-carretera-en-tabasco-tras-inundaciones/20091028/nota/901798.aspx>

Programa Estatal de Desarrollo Urbano (2007). Secretaría de Asentamientos y Obras Públicas. Estado de Tabasco. Programa Estatal de Desarrollo Urbano. Tabasco. Recuperado el 4 de Septiembre de 2013 de <http://www.ordenjuridico.gob.mx/Estatal/TABASCO/Programas/TABPROG01.pdf>

Programa Municipal de Desarrollo (2011-2013). H. Ayuntamiento de Agua Dulce 2011-2013. Plan Municipal de Desarrollo.

SCT (1991). Secretaría de Comunicaciones y Transportes. *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras. México 1991.*

SCT (1999). Martínez Soto, América. Damián Hernández, Sergio Alberto. SCT. Instituto Mexicano de Transporte. *Catálogo de Impactos Ambientales Generados Por Las Carreteras y Sus Medidas de Mitigación.* Publicación No. 133, Sandafila, Qro, 1999.

SCT (2001). "Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares", Cargas y acciones.

SCT (2005). Anuario Estadístico del Sector Comunicaciones y Transportes (Año 2005). Carreteras. Recuperado el 25 de Agosto del 2013, de <http://cuentame.inegi.org.mx/economia/terciario/transporte/carreteras.aspx?tema=E>

SCT (2011). Vinicio A. Serment Guerrero. Proyecto Estructural de Pavimentos Asfálticos. *Capítulo 5. Clima y Drenaje Aplicados al Diseño de Pavimentos (métodos de drenaje y subdrenaje).* Secretaría de Comunicaciones y Transportes. XXIV Congreso Mundial de Carreteras

SCT (2013). Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Dirección General de Conservación de Carreteras. Portal SCT Tabasco (2013). Estado Físico de la Red de Carreteras. Recuperado el 06 de Septiembre de 2013, de <http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-conservacion-de-carreteras/estado-fisico/tabasco/>

SINA (2012). CONAGUA. Sistema Nacional de Información del Agua. Regiones Hidrológicas. *Atlas Digital del Agua.* México 2012

SMIE (2010). Darío Espinoza Figueroa, Consuelo Gómez Soberón y Juan Javier Carrillo Sosa "VULNERABILIDAD POR SOCAVACION DE PUENTES CARRETEROS ANTE AVENIDAS" Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

