

Introducción a las cuencas urbanas

COORDINACIÓN DE HIDRÁULICA
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA



Introducción a las cuencas urbanas

D.R. © Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnahuac Num. 8532, Col. Progreso
Jiutepec, Morelos, México
Tel. (777) 329 36 00

Coordinación de Hidráulica

Impreso y hecho en México

Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.
Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente

CONTENIDO

1. DEFINICIONES	5
2. IMPACTO DEL HOMBRE EN LAS CUENCAS NATURALES	11
3. FUNDAMENTOS DE LA MODELACIÓN DE CUENCAS URBANAS	19
4. INUNDACIONES	23
5. ALCANTARILLADO PLUVIAL	35
6. MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ESCURRIMIENTO EN CUENCAS URBANAS	45
7. MAPAS DE PELIGRO, VULNERABILIDAD Y RIESGO	53
8. MEDIDAS PARA EL CONTROL DEL ESCURRIMIENTO	71
9. PROGRAMAS DE CÓMPUTO	77
REFERENCIAS	85



1. DEFINICIONES

1.1. CUENCA NATURAL

Una cuenca natural es una zona de la superficie terrestre en donde, si fuera impermeable, las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Aparicio, 2011) (ver Figura 1).

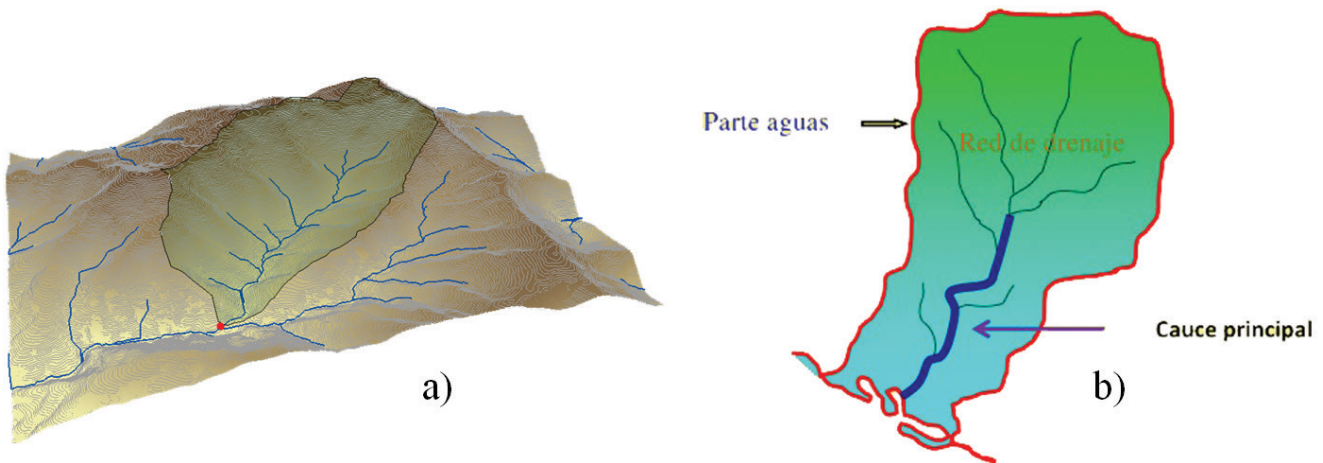


Figura 1. Ilustración de una Cuenca Natural en a) tres y b) dos dimensiones

Existen dos tipos de cuencas de acuerdo con el punto de salida del escurrimiento en la misma: endorreicas y exorreicas. En las cuencas endorreicas el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca (ver Figura 2a). Las cuencas que poseen lagos generalmente corresponden a este tipo. En las cuencas exorreicas el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca (ver Figura 2b). Las cuencas con ríos desembocando al mar generalmente se encuentran en esta clasificación.

El incremento demográfico—y la consecuente necesidad de proveer medios que faciliten los quehaceres cotidianos de la población—ha venido a modificar el entorno de la cuenca natural transformándola en cuenca urbana. La urbanización de una cuenca aumenta la superficie impermeable en la misma, lo que modifica el comportamiento hidrológico de la misma. De acuerdo con el tipo de asentamiento humano ocupando la cuenca, ésta puede clasificarse como natural ó urbana. A continuación se describen a detalle ambos tipos.



Figura 2. Cuencas a) endorreica y b) exorreica, fuente: Aparicio, 2011

1.2. EL CICLO HIDROLÓGICO DE UNA CUENCA NATURAL

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua en la tierra. Campos (1984) define el ciclo como una sucesión de etapas que atraviesa el agua en su recorrido desde la atmósfera hasta la tierra y viceversa. De manera ilustrativa, las siguientes etapas pueden identificarse en un ciclo que inicie con la precipitación (ver Figura 3): (i) acumulación del agua precipitada en el suelo ó masas de agua; (ii) evaporación desde el suelo, mar ó aguas continentales; (iii) condensación de nubes; y (iv) precipitación.

1.3. CUENCA URBANA

Siguiendo la definición arriba mencionada para una cuenca natural, una cuenca urbana es una zona de la superficie en una ciudad en dónde, si fuese impermeable, toda gota que ingrese a la cuenca tiende a ser desalojada por el sistema de drenaje hacia un mismo punto de salida.

Las características más importantes de una cuenca urbana, comparada con una rural, reside en el elevado porcentaje de superficie impermeable y la existencia de una red de drenaje artificial con puntos localizados de entrada de agua (Nania-Escobar et al., 2006). El crecimiento de las ciudades—inducido por el aumento de la población—provoca un aumento en la superficie impermeable y, como directa consecuencia, origina un mayor escurrimiento de agua de lluvia. Los gastos generados por las tormentas deben ser recolectados y transportados a través de los colectores iniciales hasta llegar al punto de descarga, con el objetivo de evitar inundaciones, daños a propiedades y suspensión de las actividades cotidianas.

1.4. EL CICLO HIDROLÓGICO DE UNA CUENCA URBANA

Ante la transformación de la cuenca natural a urbana, el ciclo hidrológico también ha sufrido variaciones. El llamado ciclo hidrológico urbano considera los efectos del drenaje, el tratamiento del agua y las descargas residuales de los habi-



Figura 3. El ciclo del agua, fuente: SEMARNAT (2006)

tantes de la zona. Asimismo, en este ciclo existen dos principales fuentes de abastecimiento de agua: la precipitación y el agua obtenida a través de una fuente de abastecimiento (que puede ser un lago, río, acuífero, etc.). El agua tomada de la fuente de abastecimiento es tratada para su potabilización y posterior transporte a múltiples puntos de consumo en una ciudad. Durante su trayecto, fugas subterráneas en la red de distribución pueden provocar cuantiosas pérdidas de agua que alimentan los acuíferos. El agua producto de la precipitación en la cuenca urbana sigue un camino más largo, donde las pérdidas hidrológicas están sujetas a la interceptación, almacenamiento y evapotranspiración (Campos, 2010) (ver Figura 4).

La Figura 5 presenta un diagrama del ciclo hidrológico urbano, donde se toman en cuenta el tratamiento de aguas (potabilización), el drenaje urbano que se ve afectado proporcionalmente por el manejo de lluvias, y la recolección de aguas residuales donde se encuentra el proceso de tratamiento del agua.

1.5. COMPONENTES DE LA CUENCA URBANA

La cuenca urbana está principalmente compuesta por tres elementos: el macrodrenaje, el microdrenaje y la zona urbana (Figura 6). El macrodrenaje comprende los cauces naturales de la cuenca y permite desalojar el agua producto de las

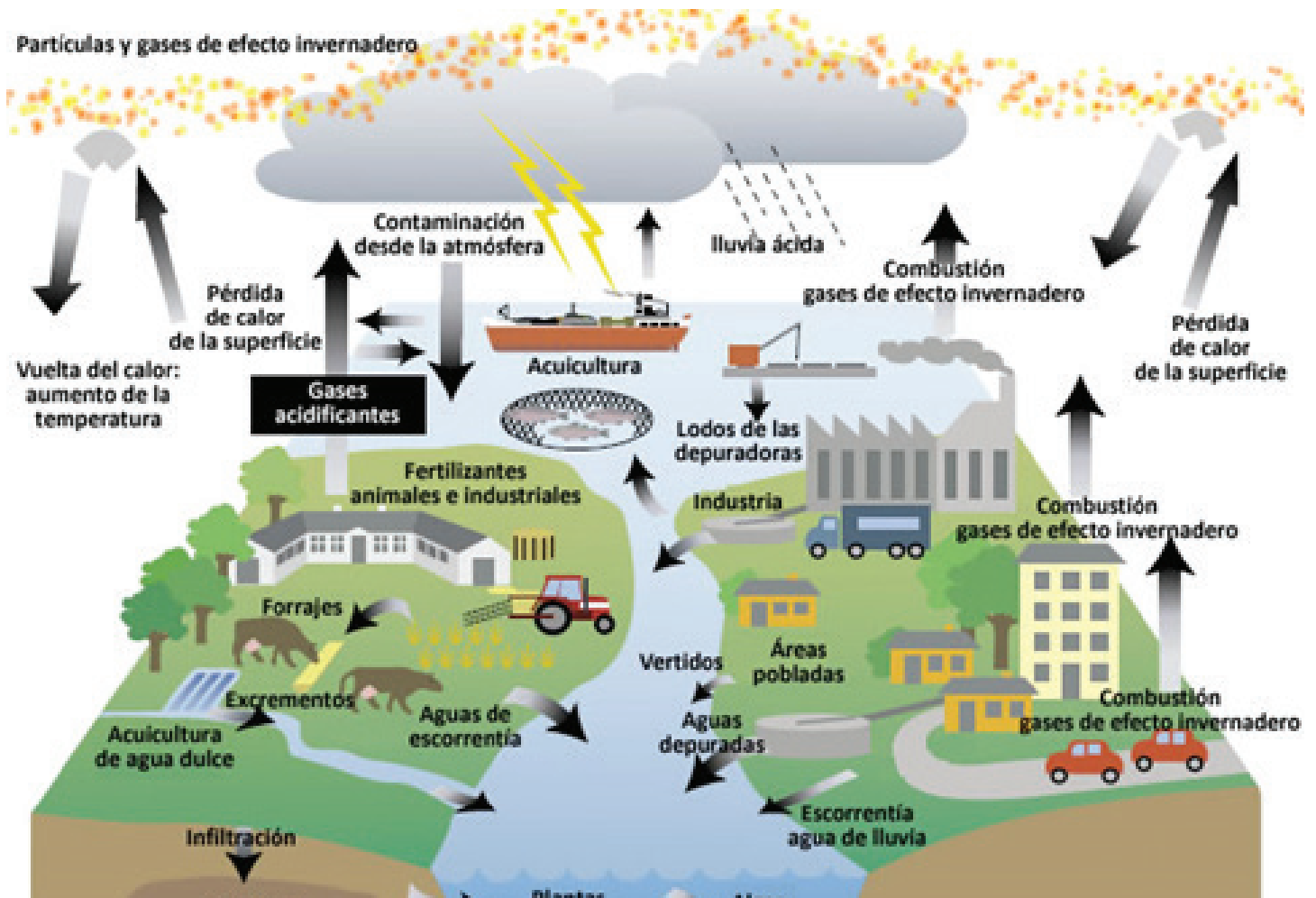


Figura 4. Múltiples componentes del ciclo hidrológico urbano

lluvias extraordinarias. El microdrenaje considera la red de drenaje pluvial, donde se crean las vías artificiales de una cuenca. El microdrenaje permite transportar todo escurrimiento cuyo gasto es menor ó igual al gasto de diseño. La función del microdrenaje es crítico para las zonas urbanas, dónde el agua debe evacuarse tan rápido como sea posible. La zona urbana es aquella superficie donde se realizan las diferentes actividades de la población. Forman parte de la misma la infraestructura urbana (hogares, escuelas, caminos, puentes, etc.), los servicios públicos (luz eléctrica, agua potable, etc.) y la población que habita en la zona urbana.

1.6 EL ESTUDIO DE LAS CUENCAS URBANAS (ESTADO DEL ARTE)

Delleur (1982) elaboró un resumen de las publicaciones relevantes para el estudio de la hidrología urbana antes de 1982 (ver Tabla 1).

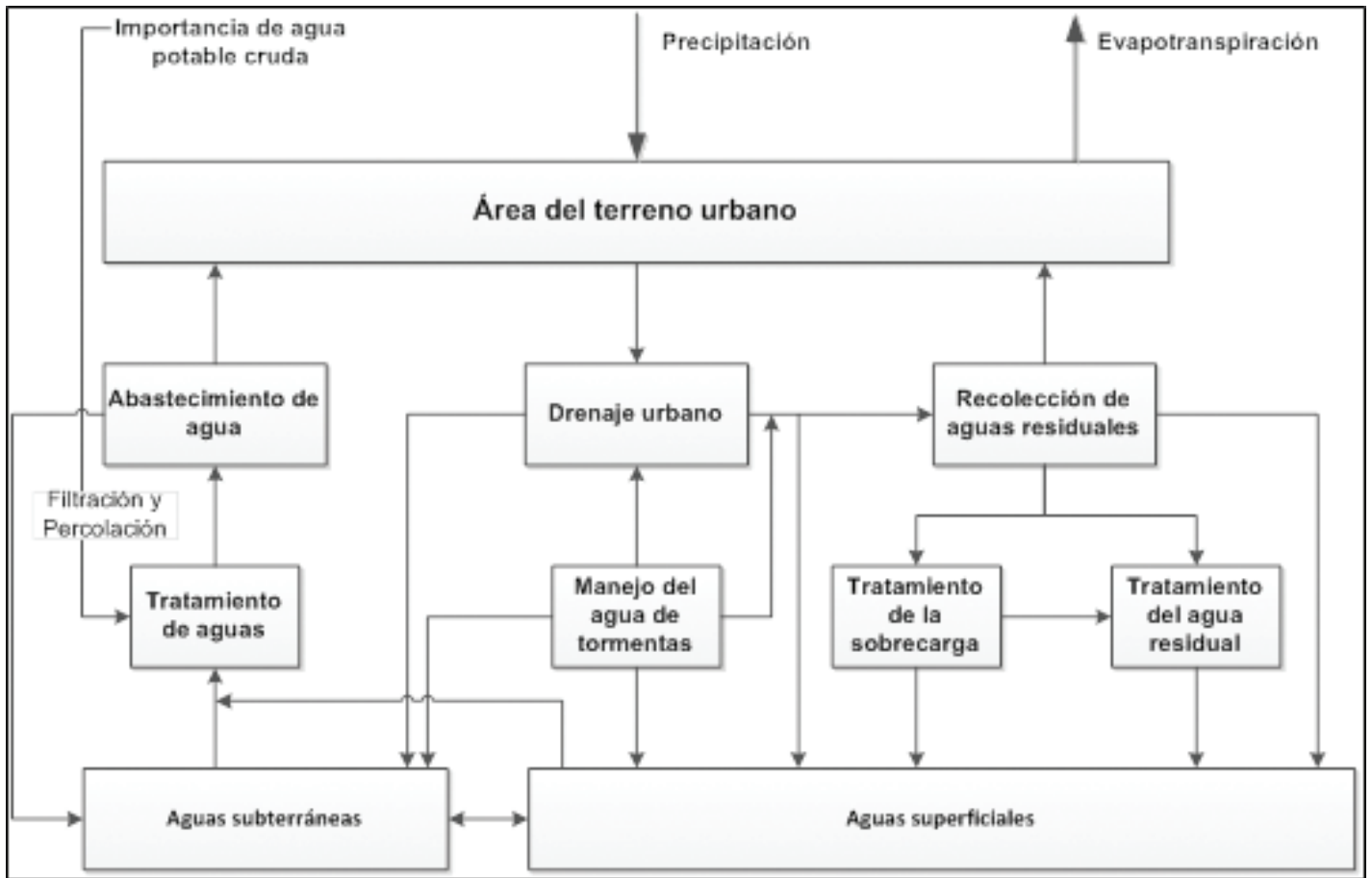


Figura 5. Diagrama de flujo del ciclo hidrológico urbano, fuente: Campos (2010)

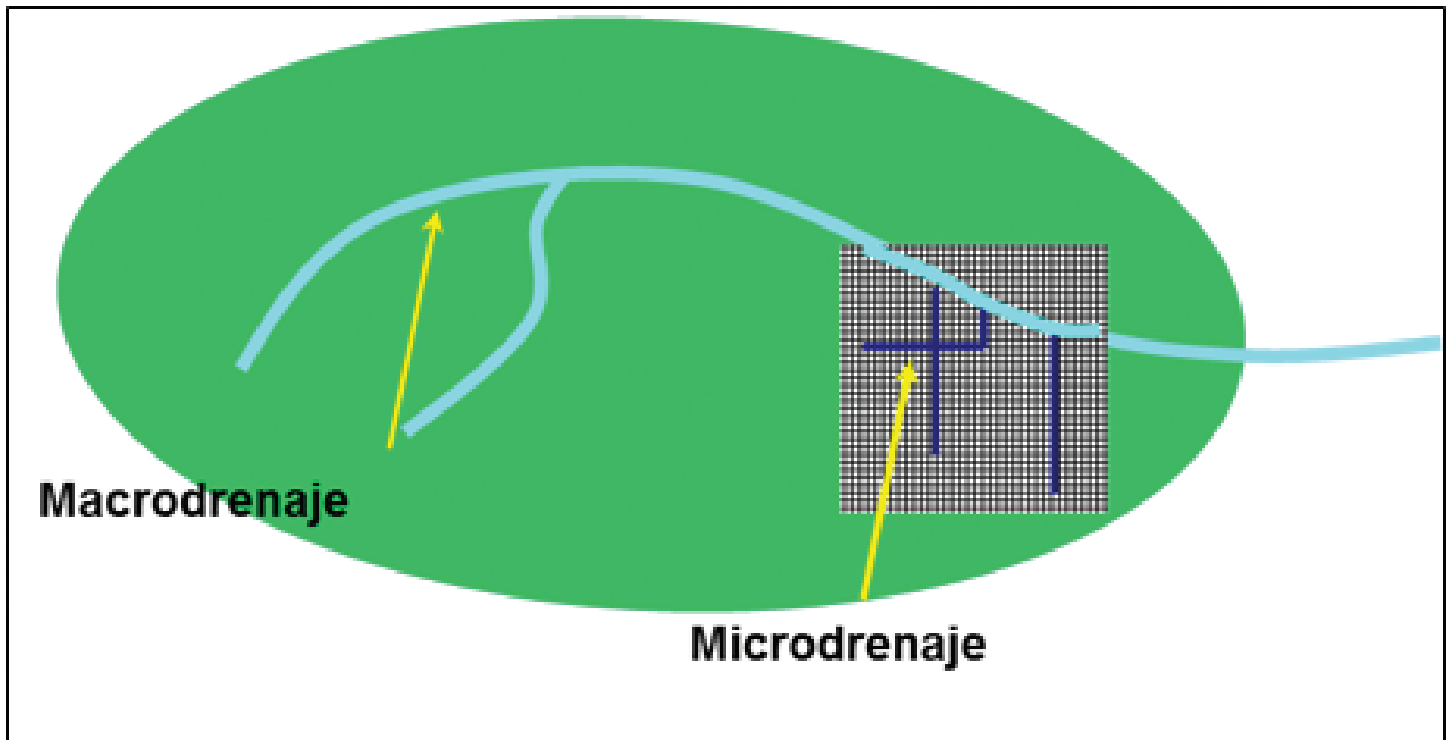


Figura 6. Principales componentes de la cuenca urbana. Fuente: Bertoni, 2013

Tabla 1. Perspectiva histórica de la hidrología urbana, fuente: traducción propia de Delleur (1982)

Año	Autores u Organismo	Contribución ó Aplicación específica a zonas urbanas
1850	Mulvany	Fórmula racional
1880	Kuichling	Primera aplicación publicada de la fórmula racional en los EUA
1906	Lloyd-Davies	Publicación en la Gran Bretaña de una expresión matemática equivalente a la fórmula racional
1932	Gregory y Arnold	Fórmula de Gregory y Arnold basada en la fórmula racional
1944	Hicks	Método Los Ángeles para estimar el escurrimiento
1958	Bock y Viessman	Método del hidrograma de entrada
1960	Tholin y Keifer	Método Chicago para estimar el escurrimiento
1964	Jens y McPherson	Publicación del estado del arte de la hidrología urbana
1965	Consejo para la investigación de la hidrología urbana	Conferencia de fundamentos de la ingeniería
1965	Eagleson y March	Aplicación del hidrograma unitario a la hidrología urbana
1966	Viessman	Aplicación del hidrograma unitario a la hidrología urbana
1967	Asociación Americana de (Ingenieros Civiles (ASCE	Programa de investigación en recursos hidráulicos urbanos
1971	Agencia de Protección al Medio Ambiente de EUA ((EPA	Modelo de manejo de tormentas (SWMM por sus siglas (en inglés
1972	.Rao et al	Aplicación a la hidrología urbana del hidrograma unitario instantáneo
1974	Cuerpo de Ingenieros de la Armada de EUA	Modelo de Almacenamiento-Tratamiento-Escurrimiento ((STORM por sus siglas en inglés
1975	Departamento de Agricultura de EUA	55 .Boletín técnico No
1975	McPherson y Mangan	memorias técnicas del programa de la 28 Resumen de ASCE
1977	McPherson y Zuidema	Resumen de investigación internacional en relación a la modelación hidrológica de áreas urbanas
1978	McPherson	(referencias 309) Revisión de literatura
1979	Lystrom y Alley	Establecimiento de una base de datos de cuencas urbanas y evaluación de alternativas para el manejo de tormentas
1979	Steele y Stefan	Revisión de literatura en relación a la calidad del agua
1980	.Alley et al	Modelo paramétrico-determinista
1980	Delleur y Dendrou	(referencias 183) Revisión de literatura
1980	Field	Investigación de la EPA en control de la contaminación (referencias 60) en cuencas urbanas
1981	Delleur	(referencias 77) Revisión de literatura
1981-1974	Universidad de Kentucky, EUA	Publicación de memorias de conferencias anuales

2. IMPACTO DEL HOMBRE EN LAS CUENCAS NATURALES

Con la reubicación de la población en las cuencas naturales, el hombre ha provocado la transformación paulatina de la cuenca. Debido a la creciente urbanización se han creado grandes urbes, como la Ciudad de México que presenta una densidad de 5,920 habitantes por kilómetro cuadrado (INEGI, 2010). Megalópolis como la Ciudad de México (ver Figura 7) tradicionalmente han demandado la casi total deforestación de la cuenca y el reemplazo del suelo por una superficie impermeable más propicia para las actividades de la población.

2.1. COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO DEBIDO A LA URBANIZACIÓN

Los efectos combinados de la urbanización, la industrialización y el crecimiento poblacional alteran el paisaje natural y la respuesta hidrológica de las cuencas. Aunque muchos elementos del medio ambiente son afectados por las actividades humanas, la estructura principal y las interrelaciones de los componentes principales del ciclo hidrológico permanecen sin alteración; sin embargo éste es modificado de manera notable por el abastecimiento de agua potable, el drenaje y la



Figura 7. Vista aérea de la cuenca urbana del Distrito Federal, México, fuente: Dailymail (2013)

Tabla 2. Relación de efectos hidrológicos asociados con la urbanización (Davis, 1974). A cada cambio mencionado en la columna izquierda corresponde un posible efecto en la columna derecha

Cambio en el uso del terreno o del agua	Posible efecto hidrológico
<p>1. <i>Cambio de natural a escasamente urbano</i></p> <p>a) Remoción de la vegetación.</p> <p>b) Construcción de casas aisladas.</p> <p>c) Perforación de pozos o norias.</p> <p>d) Construcción de fosas sépticas.</p>	<p>a) Decrece la transpiración.</p> <p>b) Incremento de la sedimentación.</p> <p>c) Reducción del nivel freático.</p> <p>d) Incremento en la humedad del suelo, elevación del nivel freático y contaminación local.</p>
<p>2. <i>Cambio de escasamente urbano a semiurbano</i></p> <p>a) Nivelación de terrenos para construir casas.</p> <p>b) Construcción de casas y pavimentación de calles</p> <p>c) Cancelación de pozos</p> <p>d) Aprovechamiento de corrientes superficiales</p> <p>e) Descarga de aguas residuales</p>	<p>a) Incremento en la sedimentación y eliminación de cauces pequeños</p> <p>b) Reducción de la infiltración, incremento de las crecientes y disminución del nivel freático.</p> <p>c) Aumento del nivel freático.</p> <p>d) Disminución del escurrimiento.</p> <p>e) Incremento de la contaminación, daño a la ecología, pobre calidad del agua.</p>
<p>3. <i>Transformación de zona semiurbana a plenamente urbana</i></p> <p>a) Construcción adicional de casas, calles, comercios e industrias.</p> <p>b) Aumento de las aguas residuales.</p> <p>c) Incremento de pozos abandonados.</p> <p>d) Importación del agua de otras cuencas.</p> <p>e) Estrechamiento o invasión de los cauces.</p> <p>f) Construcción de drenaje sanitario y las plantas de tratamiento de aguas residuales.</p> <p>g) Mejoramiento del drenaje de aguas de tormentas.</p> <p>h) Construcción de pozos de recarga.</p> <p>i) Aprovechamiento del agua residual</p>	<p>a) Reducción de la infiltración, incremento de las crecientes y disminución del gasto base.</p> <p>b) Incremento de la contaminación.</p> <p>c) Elevación del nivel freático.</p> <p>d) Incremento del escurrimiento.</p> <p>e) Incremento del daño por las crecientes.</p> <p>f) Reducción de la infiltración y la recarga.</p> <p>g) Reducción de daños por inundaciones e incremento de los gastos de descarga.</p> <p>h) Aumenta la carga piezométrica.</p> <p>i) Recuperación de acuíferos.</p>

recolección y manejo de aguas residuales, de manera que el ciclo hidrológico urbano, es mucho más complejo debido a diversas influencias e intervenciones que en él ocurren. En la Tabla 2 se presentan algunos fenómenos hidrológicos asociados con la urbanización.

El incremento de la población, además de afectar el flujo natural del escurrimiento en la cuenca, requiere una ampliación de la superficie agrícola para poder satisfacer el consecuente incremento en la demanda de alimentos. De acuerdo con la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), en un período de diez años (1993-2002), 2.8 millones de hectáreas en la República Mexicana pasaron de ser bosques, selvas, y matorrales, para convertirse en otros usos (SEMARNAT, 2012). Parte de estos cambios se deben a la deforestación, incendios forestales, crecimiento de la frontera agrícola y ganadería.

El coeficiente de escurrimiento C_e es empleado para representar la fracción de lluvia que escurre superficialmente de forma efectiva; es decir, C_e representa la proporción de la precipitación que no forma parte de procesos como la evaporación, infiltración, o captación en depresiones, y que, por lo tanto, fluye sobre la superficie de la cuenca. C_e es expresado matemáticamente por la siguiente relación:

$$C_e = \frac{P_e}{P} \quad (1)$$

Donde: P_e es la lámina escurrida (mm); y P es la precipitación total de la lluvia (mm).

Nótese en la Ec. (1) que un valor de 1 para C_e significa que el total de la precipitación forma parte del escurrimiento, y que un valor de 0 implica que no existe escurrimiento a pesar de la precipitación. Considerando que la infiltración es un factor de mayor importancia que los factores arriba mencionados (evaporación, infiltración y captación) (López, 2003), valores cercanos a 1 para C_e indican que la superficie es impermeable. De manera similar, valores cercanos a 0 para C_e son representativos de una superficie altamente permeable.

Debido a que las condiciones de permeabilidad en secciones de una misma zona pueden variar significativamente, un coeficiente de escurrimiento promedio \bar{C} puede obtenerse en base a la siguiente media ponderada que considera el tipo de suelo presente en el área:

$$\bar{C} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{e_i} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2)$$

Donde: C_{e_i} es el coeficiente de escurrimiento para la i -ésima sub-área; n es el número de sub-áreas; y A_i es la superficie de la i -ésima sub-área.

La Tabla 3 muestra diferentes valores de C_e , en función de las características de la superficie y el periodo de retorno de la precipitación total P indicada en la Ec. (1).

Tabla 3. Valores del coeficiente de escurrimiento de acuerdo con las características de la superficie y el periodo de retorno de la precipitación (Chow et al., 1988)

Características de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas Urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Concreto/Techos	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condiciones pobres (Cubiertas de pasto menor del 50% del área)							
Plano 0-0.2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.53
Promedio 2-7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condiciones promedio (cubierta de pasto menor del 50 al 75% del área)							
Plano 0-0.2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano 0-0.2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano 0-0.2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente Superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0-0.2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques							
Plano 0-0.2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

2.2. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración T_C es el tiempo que el escurrimiento de una tormenta tarda en ser transportado desde el punto hidráulicamente más distante de la cuenca hasta el punto de salida de la misma (Campos, 2010). Considerando la velocidad media del sistema v , el tiempo de concentración en cuencas urbanas es dependiente del sistema de drenaje urbano, y puede expresarse como:

$$T_C = T_0 + T_f \quad (3)$$

Donde: T_0 es el tiempo transcurrido para que el fluido se transporte desde el punto más remoto de la cuenca hasta la entrada de una boca de tormenta o sumidero; y T_f es el tiempo transcurrido para que el fluido se transporte desde los colectores localizados aguas arriba hasta el punto de salida. T_f se puede obtener mediante la relación entre la longitud del tramo (l) del colector y la velocidad media (v) en el mismo:

$$T_f = \frac{l}{v} \quad (4)$$

Debe notarse que, aunque pueden existir diferentes rutas de flujo para cuencas drenadas por un mismo colector, el tiempo máximo de entre todas las rutas se considera el tiempo de concentración crítico del área drenada.

El tiempo de concentración T_C en cuencas urbanas puede también ser determinado por medio de trazadores (LINEC,

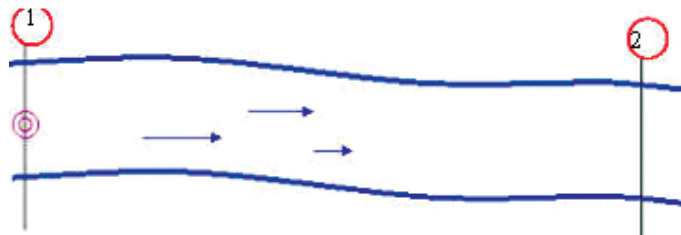


Figura 8. Estimación de TC por medio de un trazador. Sensores en la boca de tormenta (1) y en el punto de salida (2) permiten identificar T_0 y T_f en la Ec. (3)

2010). Los trazadores son sustancias que se utilizan para conocer la dirección, destino y velocidad del agua. Para la estimación de T_C en cuencas urbanas pueden emplearse trazadores solubles no tóxicos, como la uranina, que al ser un colorante fluorescente puede ser detectado mediante fluorómetros. Sensores colocados en la boca de tormenta (o sumidero) y en el punto de salida permiten identificar, respectivamente, T_o y T_f en la Ecuación (3) (ver Figura 8).

2.3 HIDROGRAMAS

Los impactos en el cambio del uso de suelo generan un aumento en la superficie impermeable de la cuenca urbana, lo que a su vez impacta proporcionalmente al escurrimiento (ver Figura 9). Un mayor escurrimiento contribuye a un incremento en la velocidad del flujo y una reducción importante en los tiempos pico de la avenida. La Figura 10 muestra lo anterior. Antes de la urbanización la captación debida a la cobertura vegetal y la infiltración en terrenos naturales

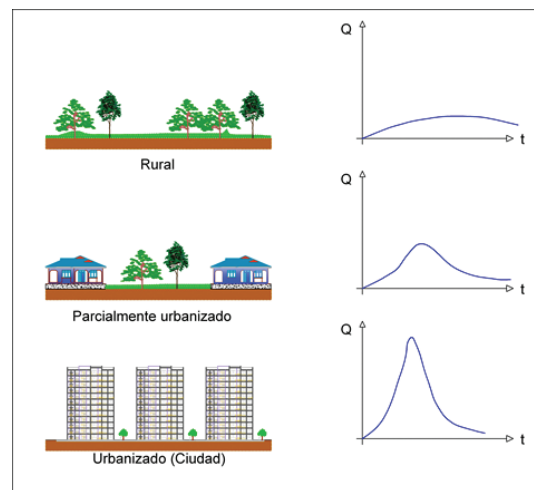


Figura 9. Efecto de la urbanización en el escurrimiento superficial, fuente: Rodríguez (2013)

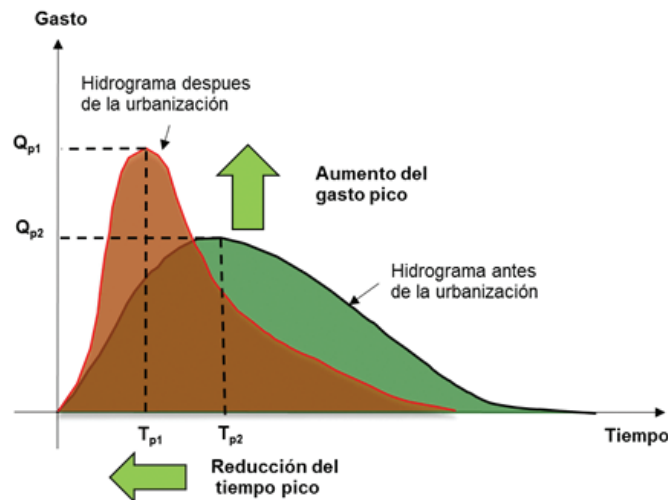


Figura 10. Modificación del escurrimiento debido a la urbanización, fuente: Llaguno (2014). Q_{p1} y Q_{p2} representan el gasto pico después y antes de la urbanización, respectivamente. T_{p1} y T_{p2} representan el tiempo pico después y antes de la urbanización, respectivamente

disminuye la cantidad de agua escurrida. En cambio, en una cuenca urbana la superficie impermeable es abundante y disminuye la infiltración, provocando entonces una mayor cantidad de agua escurrida. En comparación con el agua transportada en un drenaje natural—cuyo camino es generalmente sinuoso—el agua transportada por medio del drenaje urbano encuentra un camino directo para llegar al punto de salida en la cuenca y por lo tanto el gasto pico ocurre en menor tiempo que en el caso de una cuenca natural.



3. FUNDAMENTOS DE LA MODELACIÓN DE CUENCAS URBANAS

3.1 ESTIMACIÓN DEL GASTO MÁXIMO EN CUENCAS NATURALES

Método Racional

El método racional es comúnmente utilizado para estimar los caudales de diseño en obras de drenaje urbano (Álvarez y Celedón, 2012). Éste método asume que el coeficiente de escorrentía C y la intensidad de lluvia I (mm/h) son uniformes en la cuenca, y que no existen zonas de almacenamiento de agua en la misma. En base a las anteriores hipótesis puede plantearse la siguiente ecuación para estimar el caudal máximo Q (m³/s) por medio del método racional:

$$Q = 0.0278 * C * I * A \quad (5)$$

Donde: A es el área de la cuenca (ha).

A continuación se presentan distintas fórmulas para estimar el gasto máximo.

Fórmula de Creager:

$$Q = 1.303 C_c (0.386 \cdot A)^{0.936 \cdot A \cdot \exp(-0.048)} \quad (6)$$

Fórmula de Lowry:

$$Q = \frac{C_L \cdot A}{(A + 259)^{0.85}} \quad (7)$$

Fórmula de Matthai:

$$Q = \alpha A^{\beta+1} \quad (8)$$

Fórmula de Crippen

$$Q = \alpha A^{\beta+1} \quad (9)$$

3.2. EVAPORACIÓN

Aparicio (2011) define la evaporación como el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido—en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo—a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera. La evaporación puede ser estimada con la fórmula de Meyer, mostrada a continuación:

$$E_m = Ce(e_s - e_a) \left[1 + \frac{V_w}{16.09} \right] \quad (10)$$

Donde: E_m es la evaporación mensual (cm); e_a es la presión de vapor mensual (inHg); e_s es la presión de vapor de saturación media mensual (inHg); V_w es la velocidad media mensual del viento a 10 m de la superficie (km/h); Ce es un coeficiente empírico que puede tener valores de 38 (para depósitos pequeños) o 28 (para depósitos mayores).

Una tasa de evaporación E (mm/día) puede también estimarse con la siguiente ecuación, propuesta por Penman (1948) en base a un balance de energía:

$$E = \frac{\left(\frac{e'_s - e_s}{T'_s - T'_a} \right) [(1 - r)R_C - R_B] + \gamma[k(e_s - e_a)f(V_w)]}{\left(\frac{e'_s - e_s}{T'_s - T'_a} \right) + \gamma} \quad (11)$$

Donde: γ es una constante psicrométrica equivalente a $\gamma = 0.27 \text{ mmHg}/^\circ\text{F}$; e'_s es la presión de vapor de saturación para la temperatura del aire en la zona de intercambio (mmHg); e_s es la presión de vapor de saturación para la temperatura del aire (mmHg); T' es la temperatura del aire en la zona de intercambio ($^\circ\text{F}$); r es el albedo; R_C y R_B son, respectivamente, la radiación solar y la radiación emitida por la masa de agua (ambas en $g \text{ cal}/\text{cm}^2 \text{ día}$); k es una constante y V_w es la velocidad del viento (km/h).

3.3. INFILTRACIÓN

La infiltración se refiere a la entrada de agua en el suelo y su movimiento dentro del mismo. La infiltración ocurre cuando el suelo no ha llegado al punto de saturación. Aparicio (2011) menciona los siguientes 9 factores relevantes para la capacidad de infiltración de un suelo:

1. Textura del suelo
2. Contenido de humedad inicial
3. Contenido de humedad de saturación
4. Cobertura vegetal
5. Uso del suelo
6. Aire atrapado
7. Lavado de material fino
8. Compactación
9. Temperatura, sus cambios y diferencias

La lámina acumulada de agua que es infiltrada F (mm) corresponde a la diferencia entre la lámina acumulada de precipitación I (mm) y la lámina acumulada de escurrimiento R (mm), es decir:

$$F = I - R \quad (12)$$

Dado que la precipitación y el escurrimiento están en función del tiempo t , la infiltración es también una función de t . A continuación se mencionan algunos criterios para el manejo de la variabilidad de F con respecto al tiempo.

Método de los números de escurrimiento

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (13)$$



4. INUNDACIONES

Una inundación es definida como el cubrimiento temporal de agua en superficies que normalmente no se encuentran cubiertas por agua (EPD, 2007). Una inundación puede ser provocada por ríos, torrentes, corrientes de agua efímeras y marítimas. Las inundaciones generalmente abarcan amplias extensiones de terreno y afectan gravemente a las comunidades. Dichas afectaciones incluyen daños a la integridad física de la población (lesiones, enfermedades, ó incluso la muerte) y a los bienes materiales (daños a casa habitación, pérdida de cultivo y animales, afectaciones a las vías de comunicación, instalaciones eléctricas, caminos, etc.) (Fuentes y Franco, 1997).

Maza y Franco (1993) afirman que una inundación genera los siguientes beneficios y daños:

4.1. BENEFICIOS

1. Al desbordarse las laderas de los ríos, se humedecen y se fertilizan los terrenos.
2. Recarga de acuíferos (dependiendo del tipo de estrato que se encuentre debajo de la zona de inundación).
3. Contribuyen a la superficie de la fauna, ya que se crean pequeñas lagunas de retención donde se utiliza como consumo de plantas y animales.

4.2. DAÑOS PRODUCIDOS

1. Pérdidas de vidas humanas
2. Pérdida, en general de ganado y animales
3. Destrucción de bienes materiales
4. Interrupción y destrucción de las vías de comunicación
5. Propagación de enfermedades

4.3. CLASIFICACIÓN DE LAS INUNDACIONES

De acuerdo al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), se pueden clasificar por su origen (CENAPRED, 2007):

Inundaciones pluviales

Esta se presenta cuando la precipitación ha saturado por completo al suelo y el agua excedente se acumula por horas o días. Su principal característica es que el agua inundada proviene de la misma zona.

Inundaciones fluviales

Estas se generan cuando el agua que contiene el río se desborda a terrenos adyacentes a él, tomándose en cuenta que es desbordamiento puede ser producido por lluvias que afectan alguna parte de la cuenca del río aguas arriba del punto donde se originó el desbordamiento.

Inundaciones costeras

Ocurren cuando el nivel medio del mar es rebasado y permite que el agua fluya desde las zonas costeras, generando grandes zonas cubiertas por agua.

De acuerdo al tiempo de respuesta de la cuenca, la diferencia que existe entre estos tipos de inundaciones es el tiempo en el cual producen los efectos de la inundación (CENAPRED, 2007):

Inundaciones lentas

Se manifiestan cuando el agua drenada de las áreas tributarias al río aumenta, generalmente las zonas que zona afectadas son la salida de la cuenca y zonas bajas dentro del río.

Inundaciones súbitas

Se presentan cuando surgen lluvias intensas en áreas específicas, usualmente son productos de zonas impermeables como edificios y calles donde el agua que se infiltra es mínima y a la demás escurre generando violentos torrentes capaz de causar grandes daños.

Cuando el agua llega a las zonas habitadas por la población, comienza a provocar daños diversos, de acuerdo con Köing et al. (2002) esos peligros se pueden dividir en:

Peligros directos

Es considerado cuando el peligro material provocado es a causa del agua o flujo de esta.

Peligro indirecto

Cuando existen interrupciones de tráfico, administrativas o costos laborables, bajas producciones entre otras.

Consecuencias sociales

Esto generalmente se presenta a largo plazo y consiste en efectos que son de carácter psicológico, en el cual a causa de las frecuentes inundaciones en el lugar, el valor de la propiedad empieza a decrecer provocando un retraso en la economía del lugar.

4.4. CASOS HISTÓRICOS

A nivel Internacional

Las inundaciones pueden causar graves daños a la población de una zona urbana. La base de datos internacional de desastres (perteneciente al Centro para la Investigación de la Epidemiología y desastres) (EM-DAT, 2011), elaboró la Tabla 4, que presenta una lista histórica de inundaciones que han provocado un elevado número de pérdidas humanas en distintos países.

A nivel Latinoamérica, Tucci (2007) documentó dos casos con catastróficas consecuencias. El primer caso fue causado por una sucesión excepcional de lluvias ocurridas en la ciudad de Santa Fe, Argentina. Condiciones de alta humedad previas a la inundación contribuyeron a la inundación de Santa Fe que causó 20 muertes e importantes pérdidas económicas. El segundo caso se presentó en la ciudad de San Salvador, capital de El Salvador, en donde fuertes lluvias producidas por la tormenta tropical Stan provocaron una inundación que causo la muerte de 65 personas y un número mayor de heridos.

En la República Mexicana

El CENAPRED (2001) elaboró la Tabla 5, que presenta una recopilación de inundaciones importantes (por los daños causados) en diferentes ciudades del país.

El CENAPRED (2001) elaboró la Figura 11, en donde se muestra que el 8.24% de la superficie en la República Mexicana corre el riesgo de sufrir inundaciones. Varias ciudades en el país se encuentran dentro de dicha superficie, lo que enfatiza la necesidad de contar con medidas que protejan a la población de las inundaciones. La misma dependencia realizó un estudio para identificar las ciudades con mayor riesgo de inundación (ver figura 12).

Tabla 4. Inundaciones históricas alrededor del mundo y sus consecuencias en términos de pérdidas humanas y daños económicos

Año	País	Muertes	Daños (\$Millones de EU)
1570	Holanda	20,00	
1624	Alemania, Dinamarca	15,000	
1887	China, Río Yangtzé	2,000,000	
1927	Estados Unidos	246	0.23
1931	China	3,700,000	1,400
1935	Río Yangtzé China	142,000	
1937	China	500,000	
1943	India	10,000	
1949	Guatemala	40,000	
1954	China, Río Yangtzé	30,000	
1974	Bangladesh	28,700	579.2
1978	India	3,800	165
1980	China	6,200	160
1987	Bangladesh	2,055	330
1996	China	2,775	12,600
1998	China	3,656	30,000
1999	Venezuela	30,000	3,160
1999	(México (Tabasco y Chiapas	636	451.3
2002	Alemania	27	11,600
2007	Bangladesh	1,100	100
2007	China	535	4,425.65
2007	(México (Chiapas y tabasco	22	3,000
2010	China	1,691	18,000
2010	Pakistan	1,985	9,500

Tabla 5. Fenómenos hidrometeorológicos relevantes en México

Fecha	Estado	Municipio	Descripción
19/Ago/3	Nuevo León	Monterrey	pérdidas humanas 1,000 millones de pesos y cerca de 20 Pérdidas por
37/Jun/10	Michoacán	Tlapujahua	Más de un centenar de desaparecidos
44/Sep/12	Chihuahua y Durango		pérdidas humanas. muertos 100 Miles de heridos y aproximadamente casas derrumbadas en Bermejillo, 100 y miles de heridos. Más de Durango
85/Sep/10	Nayarit		damnificados 4,000 millones de pesos y 4,200 Pérdidas estimadas en
90/Sep/10	Distrito Federal	Delegación Coyocan	Dos horas de aguacero con tormentas eléctricas provocaron una cm 50 inundación con un tirante mayor a
90/Ago/8	Chihuahua	Serrana de Madera	viviendas 300 Fuertes avenidas de un rio destruyeron
93/Nov/10	Baja California Sur	Los Cabos	damnificados por las lluvias en los Cabos. Las fuertes lluvias 1,000 horas 24 mm en 670 alcanzan un nivel acumulado
98/Sep/8	Chiapas	Milpa Alta	.damnificados 28,753 poblados afectados y 353 ,muertos 407
98/Ago/17	Distrito Federal		min) 50 mm en 57) años 60 La precipitación más intensa en los últimos provocó la caída de árboles y postes de energía eléctrica
98/Feb/8	Baja California	Tijuana	Desalojo de la población en Tijuana y Rosarito debido a las lluvias .provocadas por el fenómeno meteorológico conocido como El niño

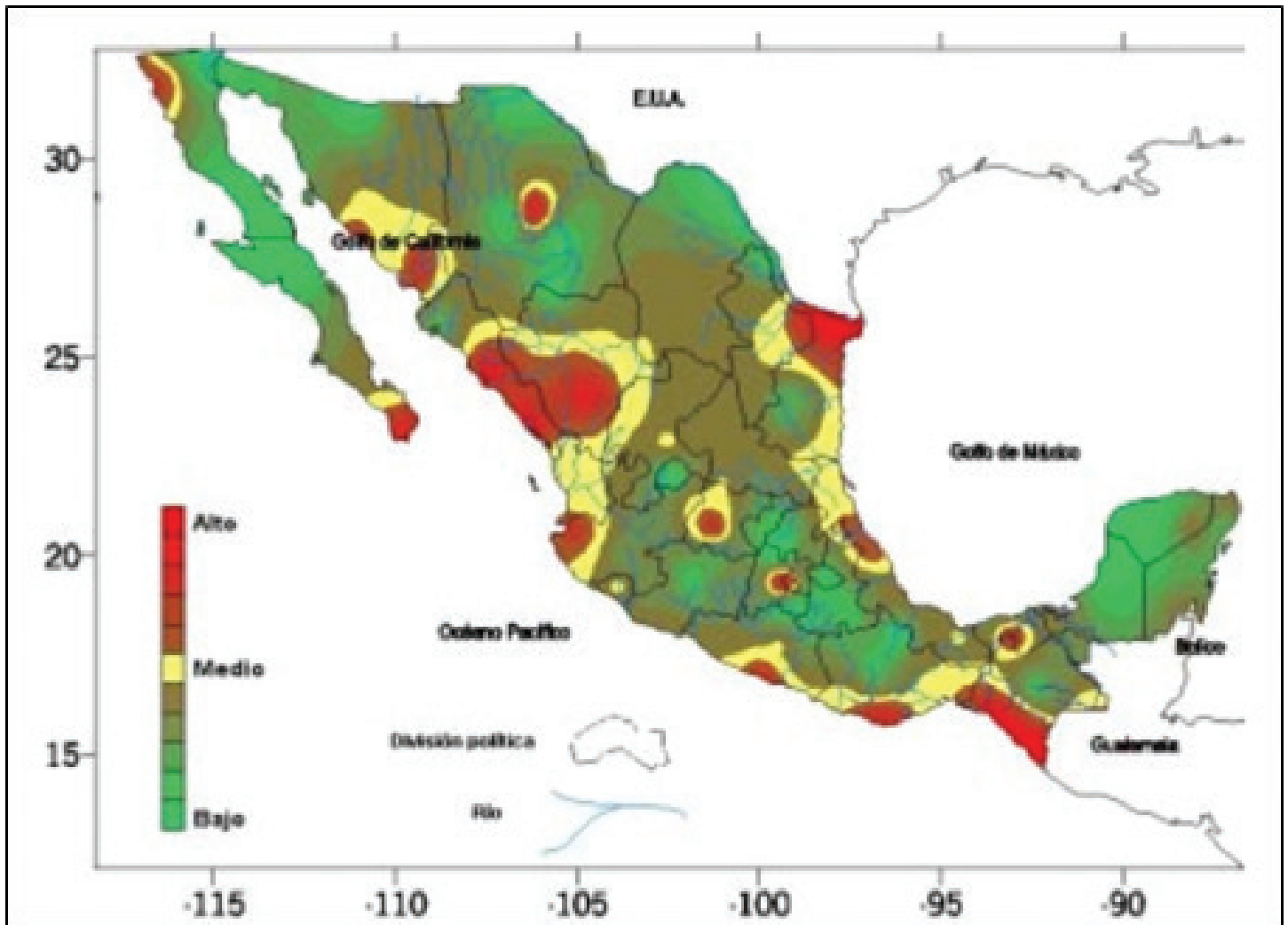


Figura 11. Zonas susceptibles de inundación en la República Mexicana, fuente: CENAPRED (2001)

Inundaciones en Tabasco, México, 1999

En el año de 1999, sucesivas ondas tropicales y aire húmedo proveniente de dos frentes (el Golfo de México y el Océano Pacífico) provocaron 28 intensas y sucesivas lluvias en el estado de Tabasco. Las lluvias causaron la elevación en el nivel del agua en la mayoría de los ríos de la región, principalmente el Carrizal y Samaria. El elevado nivel de los ríos a su vez provocó la saturación de las partes bajas de sus riberas y las zonas de regulación. Los fenómenos meteorológicos que dieron origen a la inundación se enumeran a continuación (UNAM, 2012): (i) Onda tropical número 32 (segunda semana de Septiembre); (ii) Frente frío número 4 (29 de Septiembre a 1 de Octubre); (iii) Onda tropical número 34 (29 de Septiembre); (iv) Onda tropical número 35 (2 de Octubre); (v) Depresión tropical número 11 (4 al 6 de Octubre); Frente frío número 7 (19 al 21 de Octubre).

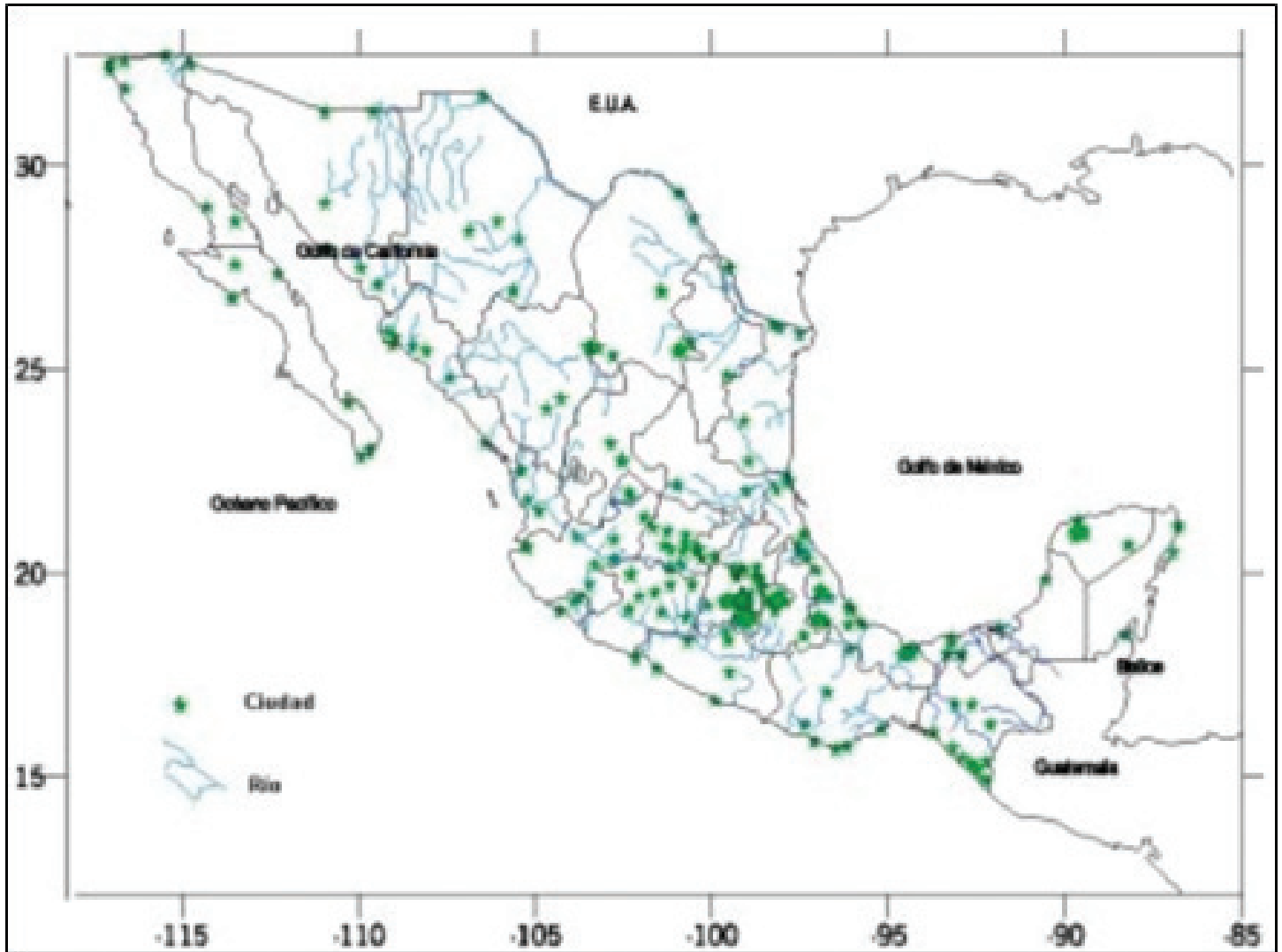


Figura 12. Ciudades con mayor riesgo de inundación en la República Mexicana, fuente: CENAPRED (2001)

Inundaciones en Oaxaca de Juárez, Oaxaca

Llaguno (2014) compiló notas periodísticas sobre las recurrentes inundaciones que se presentan en la capital del estado de Oaxaca entre los meses de Julio a Septiembre. A continuación se presenta una nota del periódico local “El Imparcial”.

Oaxaca de Juárez, Oaxaca, 15 de Junio de 1972. Periódico, “El imparcial, el mejor diario de Oaxaca”, editado por la compañía periodística oaxaqueña S.A., No. 7443, primera plana.

Se desbordó el río Jalatlaco anoche, causando graves daños

“Doscientas personas resultaron afectadas, dos casas se desplomaron en Jalatlaco, ordenó auxilio inmediato el Gobernador, obras de la Secretaría de Recursos Hidráulicos evitaron mayores daños”. (ver Figura 13).



Figura 13. Primera plana del periódico “El Imparcial” de Oaxaca de Juárez en su edición del 15 de Junio de 1972.

Oaxaca de Juárez, Oaxaca, 25 de Junio de 1993. Periódico, “El imparcial, el mejor diario de Oaxaca”, editado por la compañía periodística oaxaqueña S.A., No. 15842, primera plana.

260 damnificados por lluvias

“Oaxaca y Tuxtepec, las más afectadas por el temporal. 260 damnificados en total dejaron como saldo en las últimas lluvias en Oaxaca cuya precipitación alcanzo 80.5 milímetros de precipitación. El Director de Protección Civil en Oaxaca, Germán Martínez informó que en Tuxtepec al desbordarse aguas del Río Papaloapan provocaron inundaciones en viviendas de la colonia Moderna donde el número de damnificados ascendió a 2000, a quienes se ayuda”. (ver Figura 14).

Oaxaca de Juárez, Oaxaca, 26 de Agosto de 2010. Periódico, “Noticias, voz e imagen de Oaxaca”, No. 12087, primera página.

Causa Huracán “Frank” 4 muertos, un desaparecido, 60 mil damnificados y 50 comunidades incomunicadas

“El paso de “Frank” y los remanentes de la onda tropical 24, han dejado a Oaxaca 60 mil damnificados, 4 muertos y 80 comunidades incomunicadas confirman el Instituto Estatal de Protección Civil. Sin embargo la Procuraduría de Justicia reportó otro deceso más en la cañada, por lo que suman 5 las víctimas por las lluvias.” (ver Figura 15).



Figura 14. Primera plana del periódico “El Imparcial” de Oaxaca de Juárez en su edición del 25 de Junio de 1993.

Además de las notas periodísticas aquí mencionadas, Llaguno (2014) compiló la información publicada acerca de inundaciones ocurridas en la ciudad de Oaxaca de Juárez entre los años 1969 a 2010 (ver Figura 16).

4.5. CAUSAS

La pérdida de suelo debida a la erosión provoca el transporte de sedimento en las obras hidráulicas. La acumulación de sedimento afecta la funcionalidad de dichas obras que debido a esto únicamente pueden lidiar con un gastos menores al de diseño. El escurrimiento aumenta entonces como consecuencia de la erosión, ya que todo aquél gasto que no puede ser manejado por las obras hidráulicas se convierte en escurrimiento.

La erosión de un suelo se debe a la aplicación de una fuerza o mecanismo erosivo, esfuerzo cortante del agua o impactos de las gotas lluvia. Es una característica ligada a los condiciones del suelo: granulometría, estructura y condiciones hidrológicas. Existen diferentes variables que influyen en la tasa de erosión, como la lluvia, la vegetación y el tipo de suelo. El grado de erosión debido a una lluvia está en función de su duración, intensidad y cantidad. La vegetación actúa como una cubierta que protege al suelo de la erosión. La efectividad de la vegetación para prevenir la erosión depende directamente de la altura y la continuidad de la copa de los árboles, así como su densidad de la de la cobertura superficial



Figura 15. Inundación causada por el Huracán “Frank” en la Ciudad de Oaxaca de Juárez en Agosto, 2010, fuente: Periódico, “Noticias, voz e imagen de Oaxaca”, No. 12087

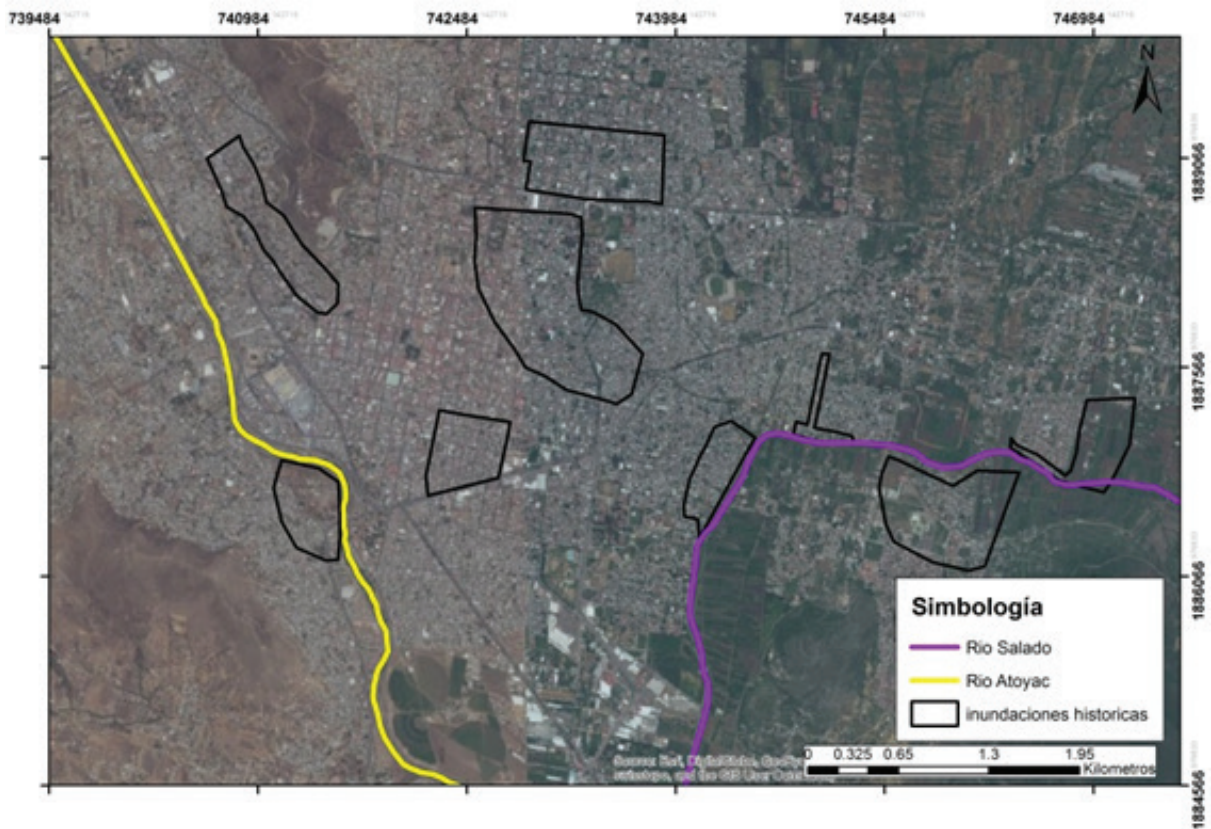


Figura 16. Perímetros de inundaciones históricas reportadas por diarios en la Ciudad de Oaxaca de Juárez, años 1969 a 2010, fuente: Llaguno (2010)

(pastos, hierbas, arbustos). El grado de erosión, en función del tipo de suelo, está definido por variables como la textura, contenido de materia orgánica, estructura y permeabilidad del suelo (Morgan, 2005)

Además de la erosión, el escurrimiento también es fomentado por la contaminación. Los múltiples desechos en el pavimento de una ciudad pueden ser arrastrados por el escurrimiento y obstruir el alcantarillado de una ciudad. El área de paso en el alcantarillado puede entonces verse reducido debido a la contaminación (ver) y, debido a lo anterior, su capacidad para controlar el escurrimiento es menor a aquélla proyectada en su diseño.



Figura 17. Drenaje deficiente debido a contaminación de vías públicas



5. ALCANTARILLADO PLUVIAL

El alcantarillado pluvial tiene el objetivo de desalojar el exceso de agua de lluvia que ingresa a la zona urbana. La Comisión Nacional del Agua en México (CONAGUA) define una red de alcantarillado pluvial como un sistema de tuberías, sumideros e instalaciones complementarias que permite el rápido desalojo de las aguas de lluvia para evitar posibles molestias, e incluso daños materiales y humanos debido a su acumulación o escurrimiento superficial (CONAGUA, 2007).

5.1. CONCEPTO Y DISEÑO

Debido a las serias afectaciones que la acumulación del agua de lluvia puede provocar en una zona urbana, es necesario determinar las dimensiones de los componentes del alcantarillado que permitan desalojar el escurrimiento resultante de una tormenta.

Para diseñar un alcantarillado pluvial es necesario estimar una tormenta de diseño. El dimensionamiento del alcantarillado se determina asumiendo que, si el alcantarillado propuesto permite desalojar el agua producida por la tormenta de diseño—sin causar daños a la zona urbana—entonces también permitirá desalojar el agua producida por todas las tormentas ocurridas en un determinado periodo de retorno. Si bien es importante

Las siguientes etapas deben seguirse para el diseño de una red de alcantarillado pluvial (CONAGUA, 2007) (ver Figura 19):

1. Esquematización de la red de alcantarillado. Esta etapa requiere un trazo preliminar de la red o la identificación del trazo existente a partir de planos.
2. Determinación de la tormenta de diseño por medio de curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr) y criterios de riesgo. Las curvas i-d-Tr se obtienen por medio de la información pluviográfica y/o pluviométrica recabada en estaciones climatológicas relevantes para la zona de estudio.
3. Estimación de los gastos de diseño que serán usados para el dimensionamiento de las estructuras que componen el sistema de alcantarillado. Los gastos pluviales utilizados para estimar los gastos de diseño son obtenidos por medio de modelos lluvia-escurrimiento.
4. Dimensionamiento de los componentes de la red de alcantarillado siguiendo criterios particulares de diseño, construcción y operación.
5. Revisión del diseño final de la red por medio de un tránsito de avenidas, que permite identificar si algunas estructuras en la red han sido sub- ó sobre-dimensionadas.

Los sistemas de alcantarillado son clasificados como pluviales si únicamente desalojan aguas resultantes de la precipita-

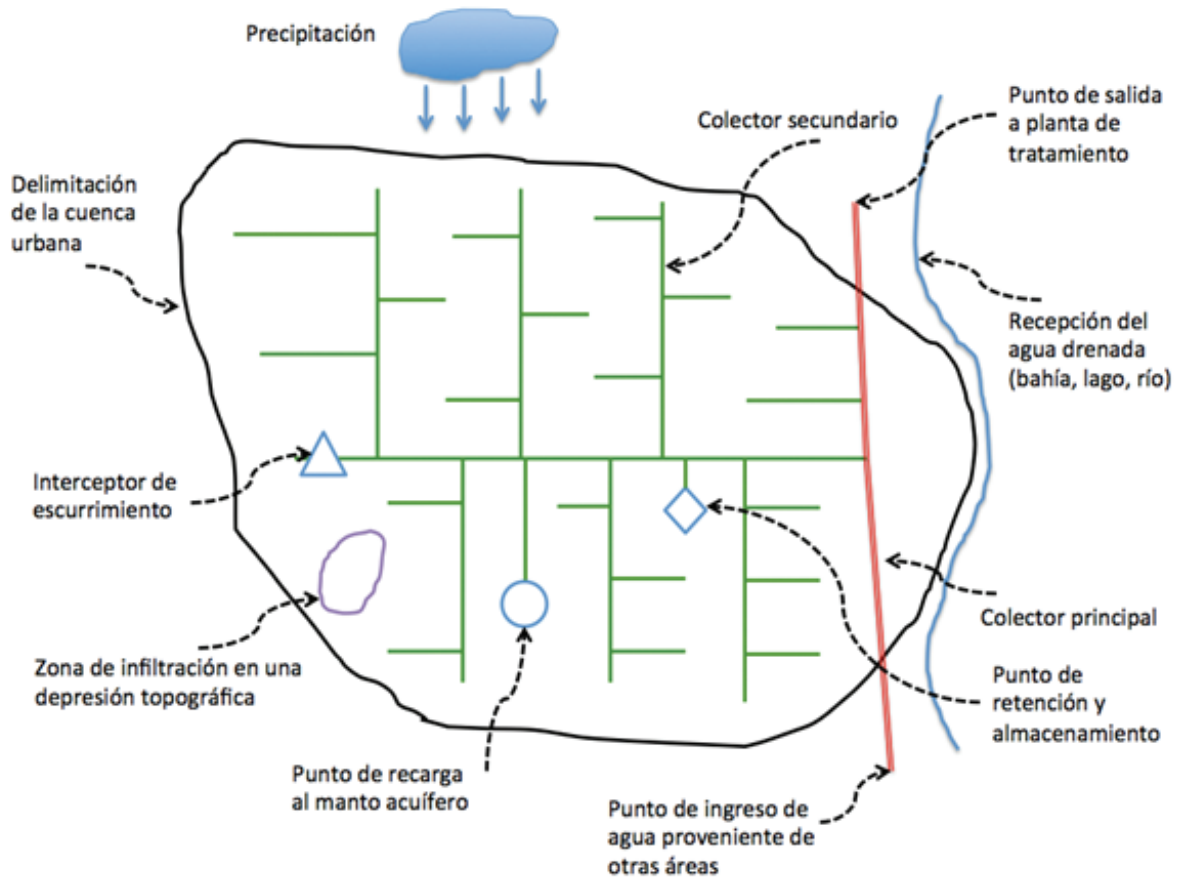


Figura 18. Descripción esquemática de un sistema de drenaje urbano, fuente: Delleur (1982).

ción y son clasificados como combinados si además desalojan aguas residuales. En este capítulo se enfatiza la metodología a seguir para dimensionar los componentes del sistema, sin importar que los mismos formen parte de un alcantarillado pluvial ó combinado. A continuación se enumeran los principales componentes de un sistema de alcantarillado pluvial (CONAGUA, 2007):

1. Estructuras de captación. Tienen la función de recolectar el escurrimiento producido por la precipitación. Los sumideros ó bocas de tormenta son estructuras de este tipo.
2. Estructuras de conducción. Permiten transportar el agua recolectada por las estructuras de captación. Las tuberías y canales son del sistema de alcantarillado son estructuras de este tipo.
3. Estructuras de conexión y mantenimiento. Son estructuras empleadas para conectar varias tuberías que pueden tener distintas características (como diámetro o material). También facilitan la limpieza e inspección de los conductos ya que permiten el acceso de trabajadores al nivel de las tuberías.
4. Estructuras de vertido. Mantienen libre de obstáculos a la descarga final del sistema de alcantarillado. También protegen a los tramos finales de tubería que pueden ser dañados por el flujo de salida.
5. Instalaciones complementarias. Ayudan al correcto funcionamiento del sistema de alcantarillado. Algunas de estas estructuras son plantas de bombeo, plantas de tratamiento, vasos de regulación, etc.

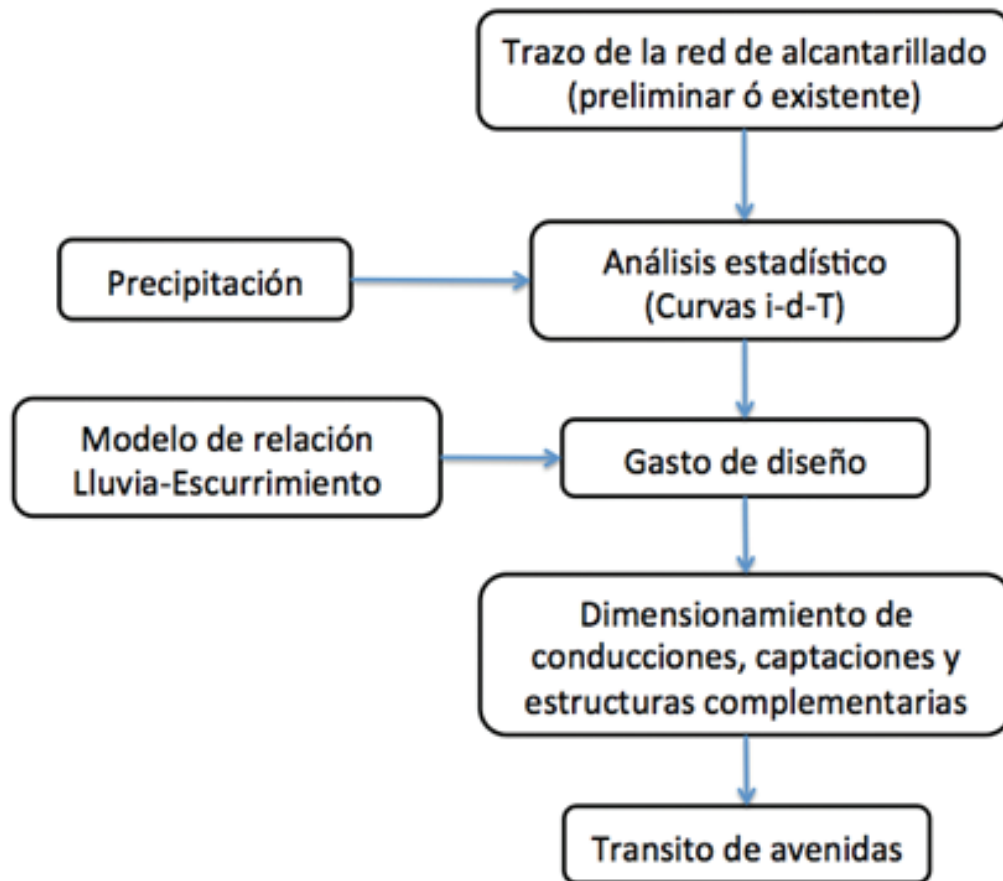


Figura 19. Proceso de diseño y revisión de una red de alcantarillado pluvial, fuente: CONAGUA (2007)

Información detallada de todos los anteriores tipos de estructuras puede encontrarse en CONAGUA (2007). A continuación se presentan ecuaciones de la hidráulica que son necesarias para el diseño de las estructuras que forman parte de un sistema de alcantarillado pluvial.

Las ecuaciones que rigen el movimiento de un fluido Newtoniano (es decir, cuya viscosidad es constante) en dos dimensiones—que también es incompresible, fluye bajo régimen laminar, y está libre de efectos en su superficie libre—son respectivamente, las ecuaciones de continuidad (14) y de Navier-Stokes (Cengel y Cimbala, 2004):

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (14)$$

$$\rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right) = - \frac{\partial P}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad (15)$$

$$\rho \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} \right) = - \frac{\partial P}{\partial y} + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right)$$

Donde: u y v son, respectivamente, las velocidades del fluido en dirección horizontal x y vertical y ; μ es la viscosidad dinámica del fluido; ρ es la densidad del fluido; y P es la presión ejercida sobre el fluido.

La ecuación de continuidad (14) básicamente establece que la ‘tasa’ de flujo que ingresa a un volumen de control es igual a la tasa de flujo que sale del mismo; es decir, que el gasto que ingresa al mismo volumen debe ser equivalente al volumen que abandona el mismo. El mismo principio es aplicable cuando el volumen de control es una sección de una red de tuberías, en dónde cuatro tubos convergen en un punto. Si dos tubos transportan agua hacia el punto de convergencia y los restantes tubos transportan agua en sentido contrario al punto de convergencia (ver Figura 20), entonces la diferencia entre la sumatoria de los gastos entrantes y la sumatoria de los gastos salientes debe ser cero, es decir:

$$\sum_{i=1}^2 Q_{ei} - \sum_{i=1}^2 Q_{si} - Q_p = 0$$

Donde: Q_{ei} es el gasto del i -ésimo tubo que transporta agua en dirección al punto de convergencia; Q_{si} es el gasto del i -ésimo tubo que transporta agua en sentido contrario al punto de convergencia; y Q_p es la suma del gasto saliente en el punto de convergencia—si éste es un emisor—y toda pérdida de agua ocurrida cerca del mismo punto.

De forma general, si N_e y N_s son, respectivamente, el número de tubos transportando agua en dirección al punto de convergencia y en sentido contrario al mismo, se tiene que la siguiente relación (llamada ecuación de continuidad) debe cumplirse:

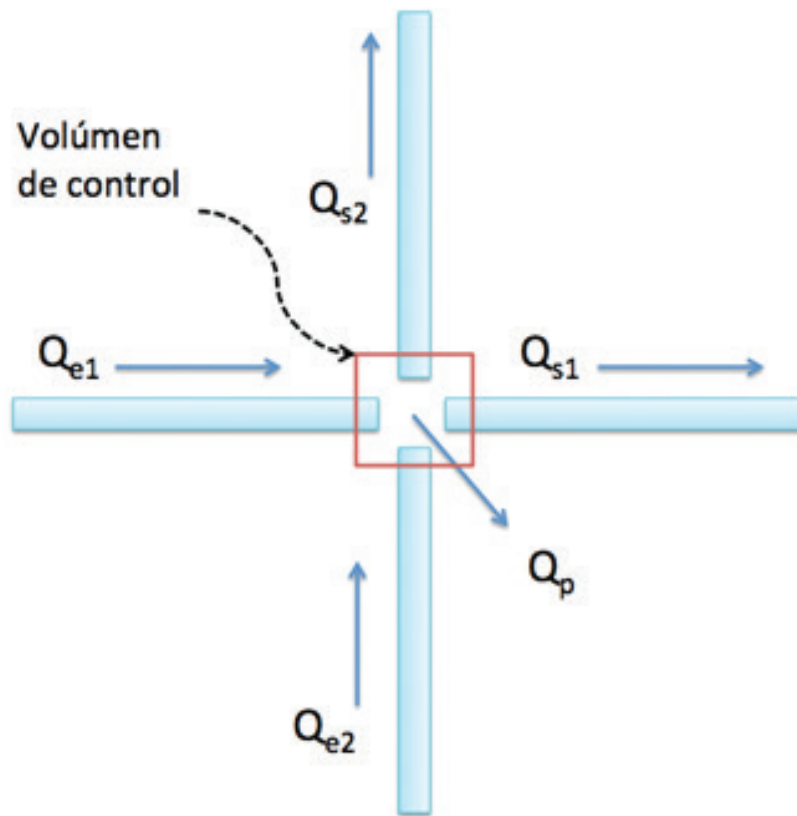


Figura 20. Volumen de control localizado en una conexión de cuatro tuberías pertenecientes a una red de tuberías.

$$\sum_{i=1}^{N_e} Q_{ei} - \sum_{i=1}^{N_s} Q_{si} - Q_p = 0 \quad (16)$$

Las ecuaciones de continuidad (14) y de Navier-Stokes (15) representan un modelo general que puede ser utilizado para modelar múltiples problemas de importancia para la mecánica de fluidos. Las ecuaciones de Navier-Stokes también permiten obtener múltiples expresiones que pueden ajustarse a problemas específicos de la mecánica de fluidos. Las llamadas ecuaciones de Saint-Venant permiten modelar canales con flujo no permanente—en dónde el tirante h está en función del tiempo t —y pueden obtenerse a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes si se asumen las siguientes hipótesis (Aldrighetti, 2007): (i) el flujo es unidimensional, es decir, $\partial u / \partial y = 0$ en (15); (ii) la presión hidrostática P es constante; (iii) los efectos de la fricción pueden ser considerados como una fuerza aplicada a un volumen (en lugar de una fuerza aplicada a una superficie), lo que implica que la viscosidad dinámica del fluido μ puede asumirse como nula; y (iv) la pendiente promedio del fondo del canal S_0 es pequeña de modo que el coseno del ángulo que la pendiente forma con una línea horizontal puede tener un valor unitario. Las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant se presentan a continuación:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (17)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_f - S_0) \quad (18)$$

Donde: A es el área del canal; $Q=Au$, es el gasto del canal; q es el gasto que ingresa al canal de fuentes externas; g es la fuerza de gravedad; S_0 es la pendiente del fondo del canal; y S_f es la pendiente de la línea de energía.

De acuerdo con la ley de la conservación de la energía, la energía entre dos secciones de un canal (ver Figura 21) debe mantenerse constante. El principio de Bernoulli ilustra matemáticamente el anterior concepto de la siguiente forma:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{u_2^2}{2g} + h_f \quad (19)$$

Donde: z_1 y z_2 son las elevaciones del fondo del canal en sus secciones 1 y 2, respectivamente; P_1 y P_2 son las presiones hidrostáticas debidas al tirante del agua en sus secciones 1 y 2, respectivamente; α_1 y α_2 son los coeficientes de Coriolis en las secciones 1 y 2, respectivamente; u_1 y u_2 son las velocidades medias del canal en sus secciones 1 y 2, respectivamente; y h_f es la pérdida de energía debida a la fricción.

Las pérdidas por fricción pueden ser estimadas en función de la pendiente de la línea de energía S_f por medio de la siguiente expresión:

$$h_f = S_f L \quad (20)$$

Donde: L es la longitud del tramo de canal en dónde son evaluadas las pérdidas por fricción.

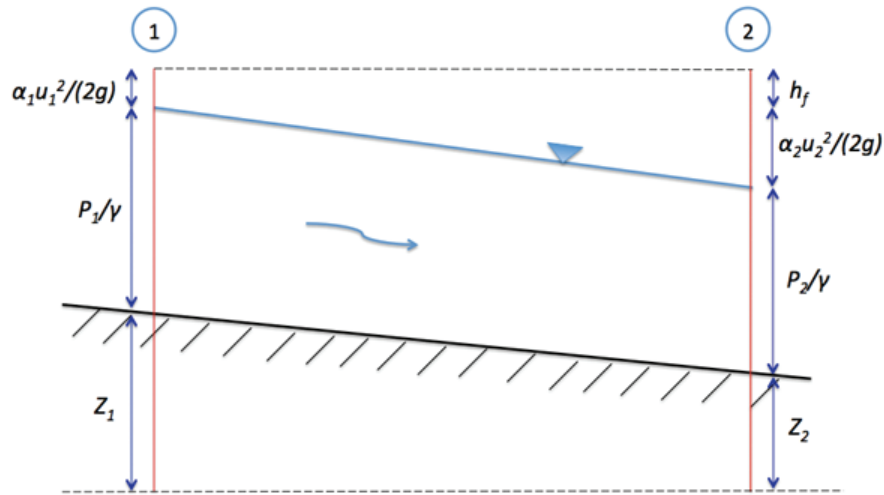


Figura 21. Ley de conservación de energía: la energía se mantiene constante entre dos secciones de un canal.

Existen distintas fórmulas para estimar la pendiente de la línea de energía S_f . La fórmula de Manning, que se presenta a continuación, permite relacionar S_f con la velocidad media del flujo u :

$$u = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (21)$$

Donde: n es el coeficiente de rugosidad de Manning; y R es el radio hidráulico.

Chow (1994) presenta una extensa tabla de valores para el coeficiente de rugosidad de Manning. Algunos de los más importantes se presentan en la Tabla 6.

La ecuación de Chezy también permite estimar S_f por medio de la siguiente expresión:

$$u = C \sqrt{RS} \quad (22)$$

Donde: C es un factor de resistencia al flujo que puede ser obtenido por medio de distintas fórmulas que Chow (1994) muestra a detalle. Una de dichas fórmulas permite estimar C en base al radio hidráulico y al coeficiente de rugosidad de Manning n de la siguiente forma:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (23)$$

En redes de tuberías, las pérdidas por fricción h_f pueden estimarse también por medio de distintas fórmulas, como la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{u^2}{2g} \quad (24)$$

Tabla 6. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning n. Los valores en negrillas son comúnmente recomendados para el diseño, fuente: Chow (1994)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.020	0.030	0.035

Tabla 6. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning n. Los valores en negrillas son comúnmente recomendados para el diseño, fuente: Chow (1994).
(Continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
A-1. Metal			
<i>a.</i> Latón, liso	0.009	0.010	0.013
<i>b.</i> Acero			
1. Estriado y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
<i>c.</i> Hierro fundido			
1. Recubierto	0.010	0.013	0.014
2. No recubierto	0.011	0.014	0.016
<i>d.</i> Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
<i>e.</i> Metal corrugado			
1. Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
A-2. No metal			
<i>a.</i> Lucita	0.008	0.009	0.010
<i>b.</i> Vidrio	0.009	0.010	0.013
<i>c.</i> Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
<i>d.</i> Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
3. Bien terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0.012	0.014	0.016

Donde: f es conocido como un factor de fricción (o resistencia al flujo); y D es el diámetro de la tubería. Distintas expresiones han sido obtenidas para determinar f ; una de estas es la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (25)$$

Donde: k es la rugosidad absoluta de la tubería; k/D representa la rugosidad relativa de la misma; y Re es el número

Tabla 7. Valores de la rugosidad absoluta k en función del material de la tubería, fuente: CONAGUA (2007)

Material	Rugosidad absoluta k (mm)
- Fibrocemento.	0.025 a 0.030
- Concreto:	
En galerías, colado con cimbra normal de madera.	1 a 2
En galerías, colado con cimbra rugosa de madera.	
Armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano.	10
De acabado liso	0.01
Armado, con acabado liso y varios años de servicio.	
Alisado interiormente con cemento.	0.025
En galerías, con acabado interior de cemento.	
Con acabado normal.	0.2 a 0.3
Con acabado rugoso.	
Presforzado.	0.25
- Cemento:	
Liso.	1.5 a 1.6
No pulido.	1 a 3
	10
- Mampostería:	0.25
De piedra, bien junteada.	
De piedra rugosa, sin juntear.	
De piedra, mal acabada.	0.3 a 0.8
	1 a 2
- Policloruro de vinilo o PVC con juntas espiga-campana a intervalos de 6 a 9 m.	1.2 a 2.5
	8 a 15
	1.5 a 3
	0.06

adimensional de Reynolds. La rugosidad absoluta k es dependiente del material de la tubería y de la longevidad de la misma. La Tabla 7 presenta valores de k para tubos de distintos materiales.

El factor de fricción f en la Ec. (25) puede obtenerse aplicando métodos numéricos como el de Newton-Raphson. Sin embargo, también existen gráficas que permiten determinar f . El llamado diagrama de Moody es una de estas gráficas y se presenta en la Figura 22. Swamee y Jain (1976) desarrollaron la siguiente aproximación a la Ec. (25):

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{k/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \right]^2} \quad (26)$$

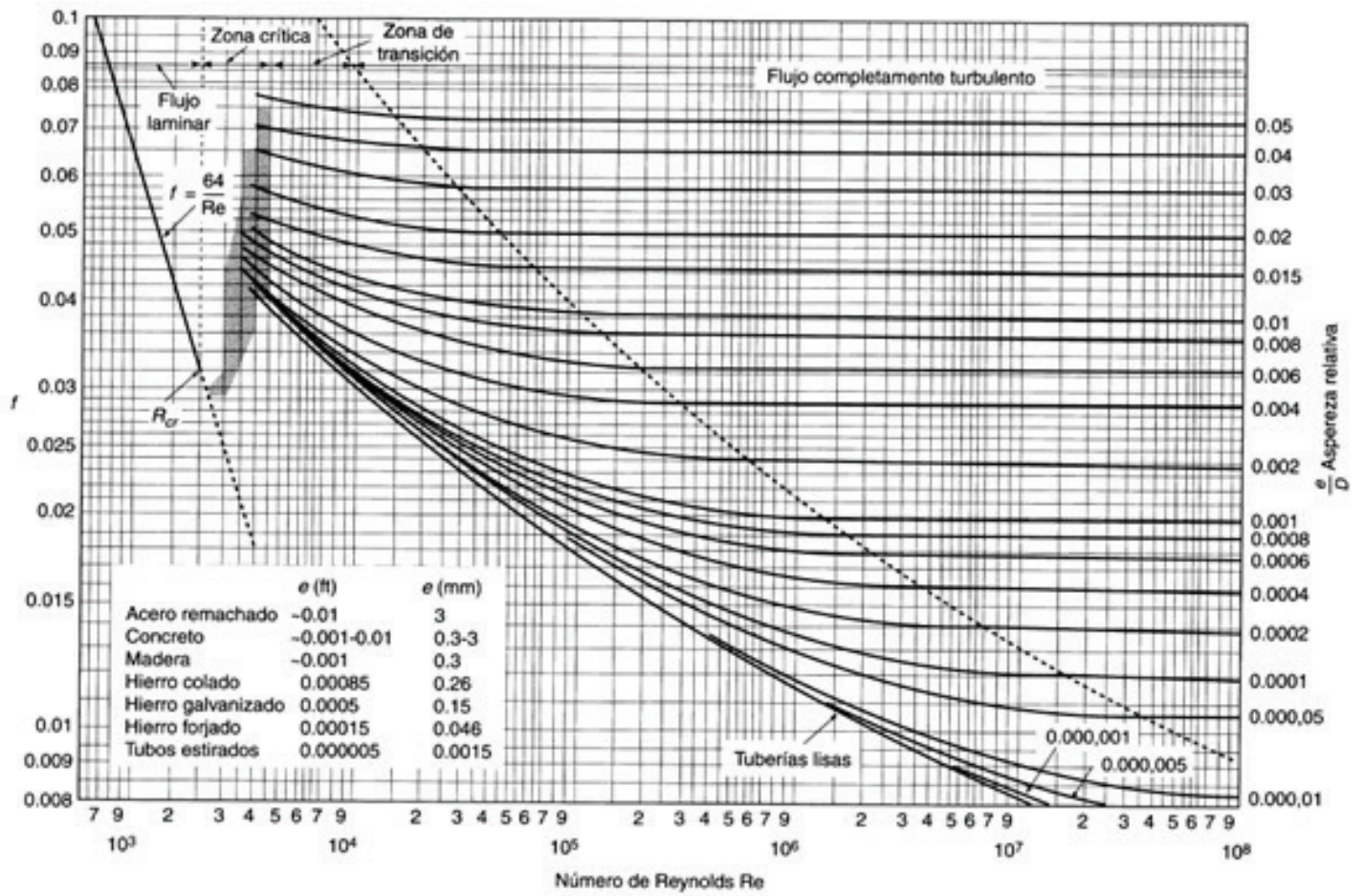


Figura 22. Diagrama de Moody para estimar el factor de fricción f de forma gráfica, fuente: Moody (1944)

6. MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ESCURRIMIENTO EN CUENCAS URBANAS

La modelación del escurrimiento requiere la solución de complejos sistemas de ecuaciones diferenciales sin solución analítica. Distintas áreas de la ciencia y la ingeniería han buscado resolver problemas similares y para ello han desarrollado métodos de solución que permitan modelar un fenómeno físico con satisfactoria precisión. La mecánica de fluidos computacional (CFD por sus siglas en inglés) es uno de estos métodos. Cengel y Cimbala (2004) definen al CFD como el campo de estudio enfocado a la solución de ecuaciones gobernantes del flujo de fluidos por medio de programas de cómputo. Aunque los fundamentos del CFD fueron planteados antes de la invención de las computadoras personales, el económico costo de las mismas—en comparación con el costo de las primeras computadoras, que ocupaban habitaciones enteras—ha permitido que la técnica CFD sea ampliamente usada por toda rama de la ciencia encargada de resolver problemas que involucren fluidos.

Existen múltiples programas comerciales que implementan los principios del CFD, algunos de éstos son Ansys Fluent (2010), Comsol (2008), y FLO-2D (2001). Asimismo, alternativas gratuitas y de código abierto—lo que significa que el código fuente está disponible y que puede ser modificado por cualquiera—también han sido desarrolladas, el programa más popular de este tipo es OpenFoam (2011). También existe abundante literatura sobre el uso del CFD para resolver distintos tipos de problemas en la mecánica de fluidos (Cengel y Cimbala, 2004). A continuación se presenta una breve introducción a los métodos numéricos utilizados por CFD, con el objetivo de que el lector comprenda cómo esta técnica puede ayudarle a modelar el escurrimiento en una Cuenca Urbana.

Cengel y Cimbala (2004) describen los siguientes pasos generales para resolver un problema utilizando algún programa de cómputo que aplique el CFD:

1. Definir el dominio del problema y generar una malla para discretizar el dominio. Para problemas en una dimensión (1D), las celdas son segmentos de línea; para problemas en dos dimensiones (2D), las celdas son áreas; para problemas en tres dimensiones (3D), las celdas son volúmenes
2. Especificar las condiciones de frontera existentes en la frontera del dominio. Las condiciones de frontera pueden ser: (i) un determinado valor ó función f (condición de frontera de Dirichlet); (ii) el valor de una derivada evaluada en el contorno del dominio (condición de frontera de Neumann); ó (iii) una combinación de las anteriores (condición de frontera de Cauchy)

3. Especificar el tipo de fluido (agua, aire, gasolina, etc.) y las propiedades del mismo (temperatura, densidad, viscosidad, etc.)
4. Seleccionar los parámetros numéricos y los algoritmos de solución. Ambos son específicos de cada programa de cómputo y deben ser escogidos de acuerdo con el problema que se desea resolver
5. Asignar las condiciones iniciales para cada celda en el dominio
6. Resolver de manera iterativa una serie de ecuaciones obtenidas a partir de la discretización de la ecuación diferencial a ser resuelta—por ejemplo las Ecs. (14) y (15). El resultado final es un conjunto de valores que, de manera aproximada, representan una solución al problema con las condiciones iniciales y de frontera indicadas
7. Graficar los variables de flujo (como la velocidad y la presión) obtenidas una vez que la solución ha convergido. El análisis de la solución es posible por medio de distintos tipos de gráficos disponibles en los programas de cómputo que implementan el CFD

Para ejecutar el paso 6 es necesario utilizar esquemas matemáticos para la discretización de ecuaciones diferenciales. A continuación se presentan los tres esquemas más comunes.

6.1. DIFERENCIAS FINITAS

Si una función matemática $f(x)$ es infinitamente diferenciable en el valor $x=a$, entonces $f(x)$ puede ser representada por la siguiente Serie de Taylor:

$$f(x) = f(a) + \frac{f'(a)}{1!}(x-a) + \frac{f''(a)}{2!}(x-a)^2 + \dots + \frac{f^{(n)}(a)}{n!}(x-a)^n + \dots$$

Donde: a es un valor de x en el dominio de la función $f(x)$; y $f^{(n)}(a)$ es el valor de la n -ésima derivada de $f(x)$, cuando es evaluada en a .

Aunque la Ec. (27) es una serie infinita cuyo valor es idéntico a $f(x)$, la Serie de Taylor es comúnmente truncada después de unos cuantos términos para obtener una aproximación a $f(x)$. La Ec. (28) es una aproximación (con tres términos) a la función $f(x_0+\Delta x)$, que es infinitamente diferenciable en x_0 :

$$f(x_0 + \Delta x) \cong f(x_0) + f'(x_0)\Delta x + \frac{f''(x_0)}{2} \Delta x^2 \quad (28)$$

Si la Ec. (28) es nuevamente truncada después del segundo término y $f'(x_0)$ es despejada de la expresión, se obtiene la siguiente expresión, llamada de diferencia progresiva porque usa el valor 'siguiente', i.e., $f(x_0+\Delta)$, para estimar $f'(x_0)$:

$$f'(x_0) \cong \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0)}{\Delta x} \quad (29)$$

Si, en lugar de $f(x_0+\Delta)$, la Ec. (28) aproxima la función $f(x_0-\Delta)$, una expresión análoga a la Ec. (29) puede obtenerse para estimar $f'(x_0)$. Dicha expresión es llamada de diferencia regresiva porque usa el valor 'anterior', i.e., $f(x_0-\Delta)$, para aproximar el valor de $f'(x_0)$:

$$f'(x_0) \cong \frac{f(x_0) - f(x_0 - \Delta x)}{\Delta x} \quad (30)$$

Cuando es necesario aproximar la segunda derivada de una función, como $f''(x_0)$, la Ec. (28) puede utilizarse sin truncamientos para obtener la Ec. (31). Sustituyendo $f'(x_0)$ en la Ec. (30) se obtiene la Ec. (32), que es llamada de diferencia central:

$$f''(x_0) \cong \frac{2}{\Delta x^2} [f(x_0 + \Delta x) - f(x_0) - f'(x_0)\Delta x] \quad (31)$$

$$f''(x_0) \cong \frac{1}{\Delta x^2} [f(x_0 + \Delta x) - 2f(x_0) + f(x_0 - \Delta x)] \quad (32)$$

A continuación se presenta la ecuación de diferencias finitas para la ecuación de diferencial en una dimensión conocida como la Ecuación de Calor:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (33)$$

Donde: $T(x,t)$ es una función de la dimensión x y el tiempo t .

La discretización del dominio de $T(x,t)$ (ver Figura 23) en celdas con una determinada posición j y tiempo n , permite establecer la siguiente ecuación que aproxima $\partial T/\partial t$ por medio de una diferencia progresiva basada en la Ec. (29):

$$\left. \frac{\partial T}{\partial t} \right|_j^n \cong \frac{1}{\Delta t} (T_j^{n+1} - T_j^n) \quad (34)$$

Donde: T_j^n representa el valor de la función T en la celd con la posición $x=j$ y el tiempo $t=n$; $[\partial T/\partial t]_j^n$ es el valor de $\partial T/\partial t$ en la celda con posición (j, n) ; y Δt es el periodo transcurrido entre los tiempos n y $n+1$.

De manera similar, $(\partial^2 T)/(\partial x^2)$ puede aproximarse con la siguiente expresión de diferencia central basada en la Ec. (32):

$$\left. \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right|_j^n \cong \frac{1}{\Delta x^2} (T_{j+1}^n - 2T_j^n + T_{j-1}^n) \quad (35)$$

Integrando las Ecs. (34) y (35) en la Ecuación de difusión (33), y despejando $T_j^{(n+1)}$ se obtiene la siguiente ecuación, conocida como el Método Explícito:

$$T_j^{n+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x^2} (T_{j+1}^n) + \left(1 - 2 \frac{\Delta t}{\Delta x^2}\right) (T_j^n) + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} (T_{j-1}^n) \quad (36)$$

Expresiones análogas a la Ec. (36) pueden plantearse para aproximar el valor de $T_j^{(n+1)}$; por ejemplo, el Método Implícito utiliza una diferencia regresiva (en lugar de una progresiva como el Método Explícito) para estimar $[\partial T/\partial t]_j^n$.

Explicar (y agregar una figura) cómo la ecuación del Método Explícito debe aplicarse a cada celda en un tiempo n , formando así una matriz que debe resolverse para encontrar $T(x,n)$.

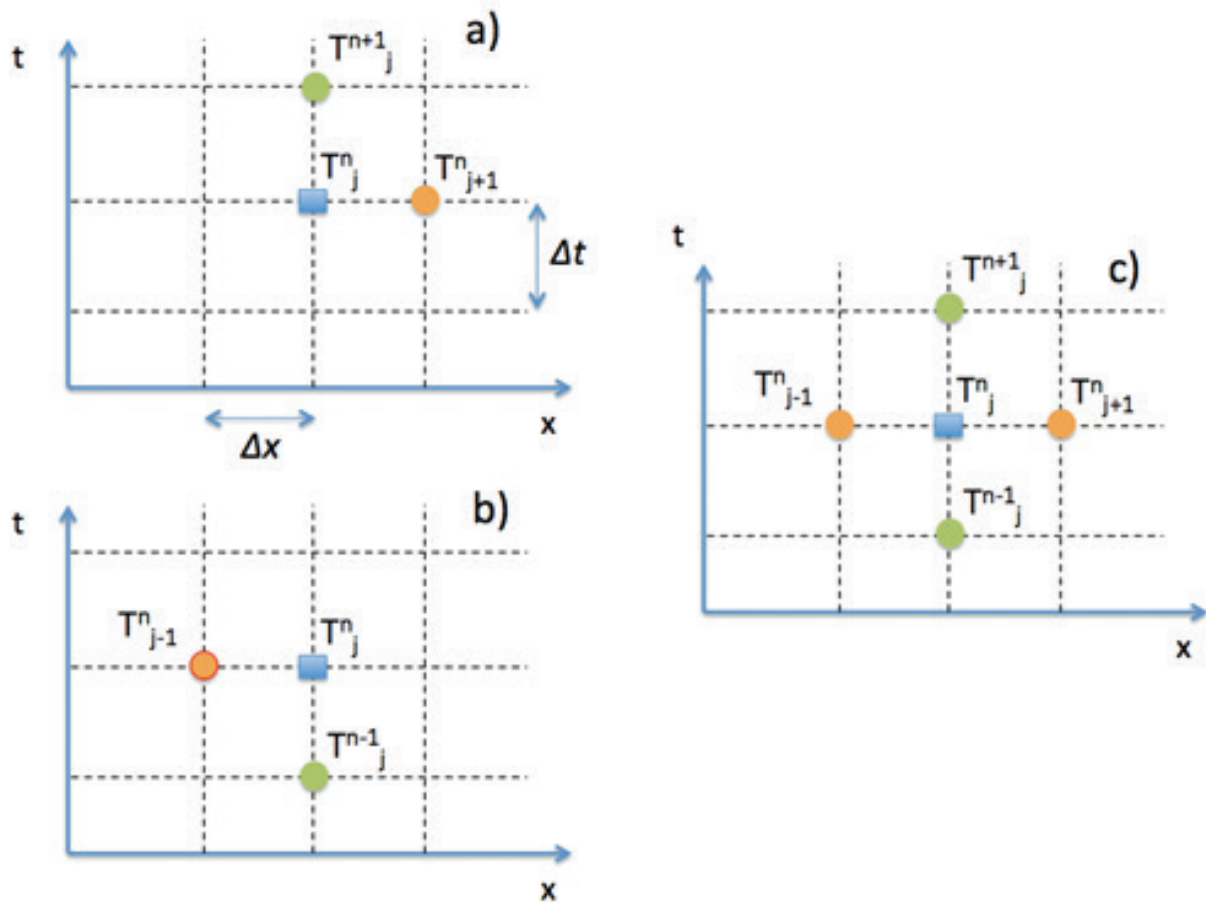


Figura 23. Discretización del dominio de una ecuación por medio de diferencias finitas.

6.2. ELEMENTO FINITO

El método de elemento finito está basado en dos herramientas matemáticas: el cálculo multivariable y la interpolación. El cálculo multivariable permite obtener expresiones apropiadas para la solución de ecuaciones diferenciales—como la Ec. (36)—por medio de la discretización del dominio de cada ecuación. El método de elemento finito utiliza coordenadas relativas para cada elemento de la malla usada para la discretización (ver Figura 25). A un elemento unidimensional le son asignados coordenadas relativas ($x'=0$) a su centro y ($x'=\pm 1$) a sus vértices. Asimismo, a un elemento tridimensional le son asignados coordenadas relativas $(x',y',z')=(0,0,0)$ a su centro y $(x',y',z')=(\pm 1,\pm 1,\pm 1)$ a sus vértices. Funciones de interpolación que se explicarán a continuación permiten obtener las coordenadas absolutas—(x) para el elemento unidimensional y (x,y,z) para el tridimensional—del centro y vértices de cada elemento.

El concepto de interpolación se puede explicar por medio de la Figura 24, que muestra la discretización de un dominio unidimensional en tres elementos. Cada elemento recibe una numeración, al igual que los extremos de cada elemento. Los extremos (también llamados nodos) del segundo elemento tienen coordenadas absolutas x_2 y x_3 . Sin embargo, a las coordenadas relativas de los nodos en cada elemento se les asignan los valores $x'_1 = -1$ y $x'_2 = +1$ (ver Figura 24). Las coordenadas absolutas de un nodo pueden entonces ser estimadas por medio de la siguiente combinación lineal:

$$x = a_0 + a_1 x' \quad (37)$$

Donde: a_0 y a_1 son coeficientes y x' es la coordenada relativa de un nodo, tal que $-1 \leq x' \leq 1$.

Los coeficientes a_0 y a_1 pueden obtenerse en términos de x_1 y x_2 , si se observa que $x = x_1$ si $x' = -1$ y que $x = x_2$ si $x' = 1$, de modo que:

$$x = a_0 + a_1(-1) = x_1$$

$$x = a_0 + a_1(1) = x_2$$

Del anterior par de ecuaciones se puede obtener que:

$$a_0 = \frac{x_1 + x_2}{2}$$

$$a_1 = \frac{x_2 - x_1}{2}$$

Finalmente la Ec. (37) puede expresarse en función de x_1 , x_2 , y x' de la siguiente forma:

$$x = x_1 \left(\frac{1 - x'}{2} \right) + x_2 \left(\frac{1 + x'}{2} \right) \quad (38)$$

A las dos expresiones entre paréntesis en la anterior ecuación se les llama respectivamente, N_1 y N_2 y representan funciones de interpolación lineales. La Ec. (38) puede también expresarse en forma matricial como:

$$x = [N_1 \quad N_2] \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = [N] \{x\} \quad (39)$$

A continuación se muestra cómo aplicar el método de elemento finito para resolver la ecuación de calor en una dimensión—Ec. (33)—como se hizo para las diferencias finitas. La temperatura T cualquier sección de un elemento unidimensional también puede ser expresada en forma matricial por medio de la siguiente ecuación:

$$T = [N_1 \quad N_2] \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{Bmatrix} = [N] \{T\} \quad (40)$$

La Ec. (33) puede entonces expresarse como:

$$\frac{\partial}{\partial t} [N]\{T\} - \frac{\partial^2}{\partial x^2} [N]\{T\} = \psi$$

Donde: ψ es un residual que refleja el error de la estimación obtenida con el método de elemento finito.

De acuerdo con el método de Galerkin, ψ puede minimizarse por medio de la integración de la anterior expresión multiplicada por $[N]^T$, es decir:

$$\int_{-1}^1 [N]^T \frac{\partial}{\partial t} [N]\{T\} dt - \int_{-1}^1 [N]^T \frac{\partial^2}{\partial x^2} [N]\{T\} = 0$$

La anterior ecuación puede ser integrada y evaluada para obtener la siguiente expresión (Desai y Kundu, 2001):

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{Bmatrix} + \frac{l}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{T}_1 \\ \dot{T}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (41)$$

Donde l es la longitud de los elementos utilizados para discretizar el dominio de la Ec. (33); (T_1) y (T_2) representan las derivadas de la temperatura T con respecto al tiempo t , evaluadas en los nodos 1 y 2, respectivamente, es decir: $(T_1) = [\partial T / \partial t]_{x=x_1}$

Si (T_1) y (T_2) son aproximadas por medio de las diferencias regresivas—Ec. (33)—aplicadas al tiempo $t+\Delta t$, se puede obtener:

$$T_{t+\Delta t} \dot{\cdot} = \frac{T_{t+\Delta t} - T_t}{\Delta t} \quad (42)$$

Substituyendo la Ec. (42) en (41):

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{Bmatrix}_t + \frac{l}{6\Delta t} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \left(\begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{Bmatrix}_{t+\Delta t} - \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{Bmatrix}_t \right) = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Despejando $\{(T_1 T_2)\}_{(t+\Delta t)}$ se tiene:

$$\left(\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} - \frac{l}{6\Delta t} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{Bmatrix}_t + \frac{l}{6\Delta t} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{Bmatrix}_{t+\Delta t} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (43)$$

La Ec. (43) representa una ecuación elemental que permite estimar el vector $\{T\}_{(t+\Delta t)}$, que esta expresado en función del vector $\{T\}_t$, que a su vez es conocido como condición inicial cuando $t=0$.

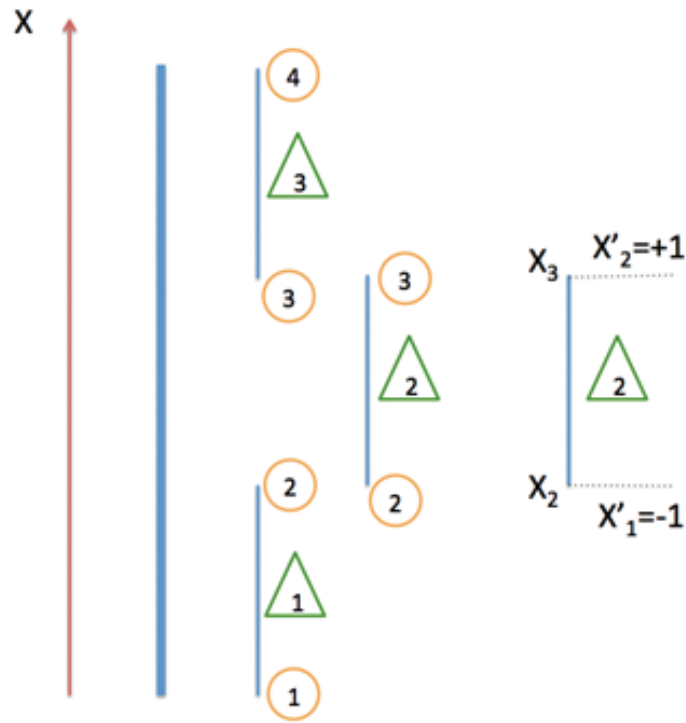


Figura 24. Discretización de un dominio unidimensional en tres elementos. Cada elemento recibe la numeración indicada en el triángulo. Los límites de cada elemento son llamados nodos y son representados por círculos. El segundo elemento se presenta aislado para ejemplificar el uso de las coordenadas relativas. Aunque los nodos de dicho elemento tienen coordenadas absolutas x_3 y x_4 , sus coordenadas relativas son, respectivamente, $x'_1 = -1$ y $x'_2 = 1$

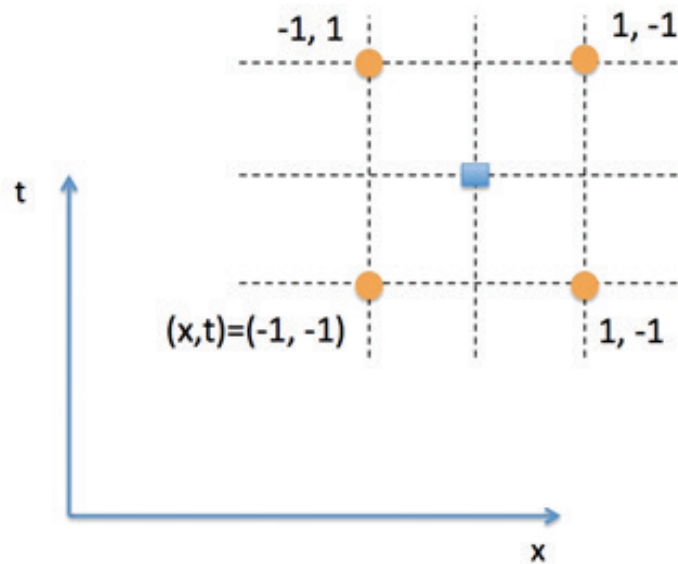


Figura 25. El método de elemento finito asume que cada vértice de la malla usada para la discretización (un elemento bidimensional en esta figura) tiene una ubicación relativa $(X', Y') = (\pm 1, \pm 1)$. Funciones de interpolación permiten determinar la ubicación absoluta (X, Y) de cada vértice

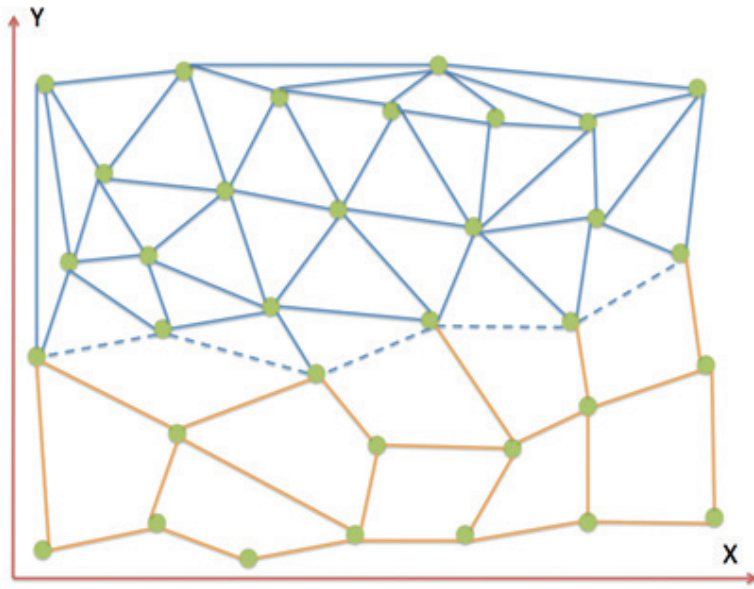


Figura 26. Discretización de un dominio bidimensional por medio de elementos triangulares y cuadrangulares

7. MAPAS DE PELIGRO, VULNERABILIDAD Y RIESGO

El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) define un mapa de riesgo como aquél que representa, de forma gráfica en un cartograma, la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno, su periodo de retorno y su intensidad. Diferentes criterios de generación han sido propuestos por organismos Mexicanos e Internacionales. A continuación se presentan algunos criterios y metodologías para la creación de mapas de riesgo.

7.1. CRITERIOS DE GENERACIÓN

Internacionales

OFEE

La Oficina Federal de la Economía de las Aguas, Office Fédéral de l'Economie des Eaux (OFEE por sus siglas en francés), es una dependencia del Gobierno de Suiza, dependiente del Departamento del Medio Ambiente, Transportes, Energía y Comunicaciones. La OFEE, creó un criterio para evaluar los peligros generados por las inundaciones, basados en los tres niveles siguientes (Loat y Petrascheck, 1997).

Peligro Alto. La población está en riesgo dentro y fuera de las viviendas, y las edificaciones están en peligro de colapsar.

Peligro Medio. La población está en riesgo fuera de las viviendas y las edificaciones pueden sufrir daños y colapsar dependiendo de sus características estructurales.

Peligro bajo. El daño que pudiera sufrir la población es bajo, aunque las edificaciones pueden sufrir daños leves; la inundación o el arrastre de sedimentos pueden llegar a afectar el interior de las edificaciones.

La OFEE aplica los anteriores criterios para evaluar tres eventos causados por la precipitación (ver Tabla 8): inundaciones, precipitación de taludes en ríos y deslaves provocados por lluvias torrenciales. Por medio de la Tabla 8 se puede obtener la Figura 27 que muestra el nivel de peligro derivado de una inundación en una zona urbana, en función del tirante del agua y la velocidad.

Tabla 8. Criterios de la OFEE para evaluar los peligros generados por inundaciones

Nivel de peligro	Inundación		Erosión de taludes en ríos		Deslaves	
	Tirante (h (m	Velocidad x Tirante (s/v x h) (m ²)	Tirante (h (m	Velocidad x Tirante (s/v x h) (m ²)	Tirante (h (m	Velocidad (v (m/s
Nivel Bajo	$0.5 > h$	$0.5 > vh$	$0.5 > h$	-	-	-
Nivel medio	$2 \Rightarrow h \Rightarrow 0.5$	$2 \Rightarrow vh \Rightarrow 0.5$	$2 \Rightarrow h \Rightarrow 0.5$	-	$1 > h$	$1 > v$
Nivel alto	$2 < h$	$2 < vh$	$2 < h$	-	$1 < h$	$1 < v$

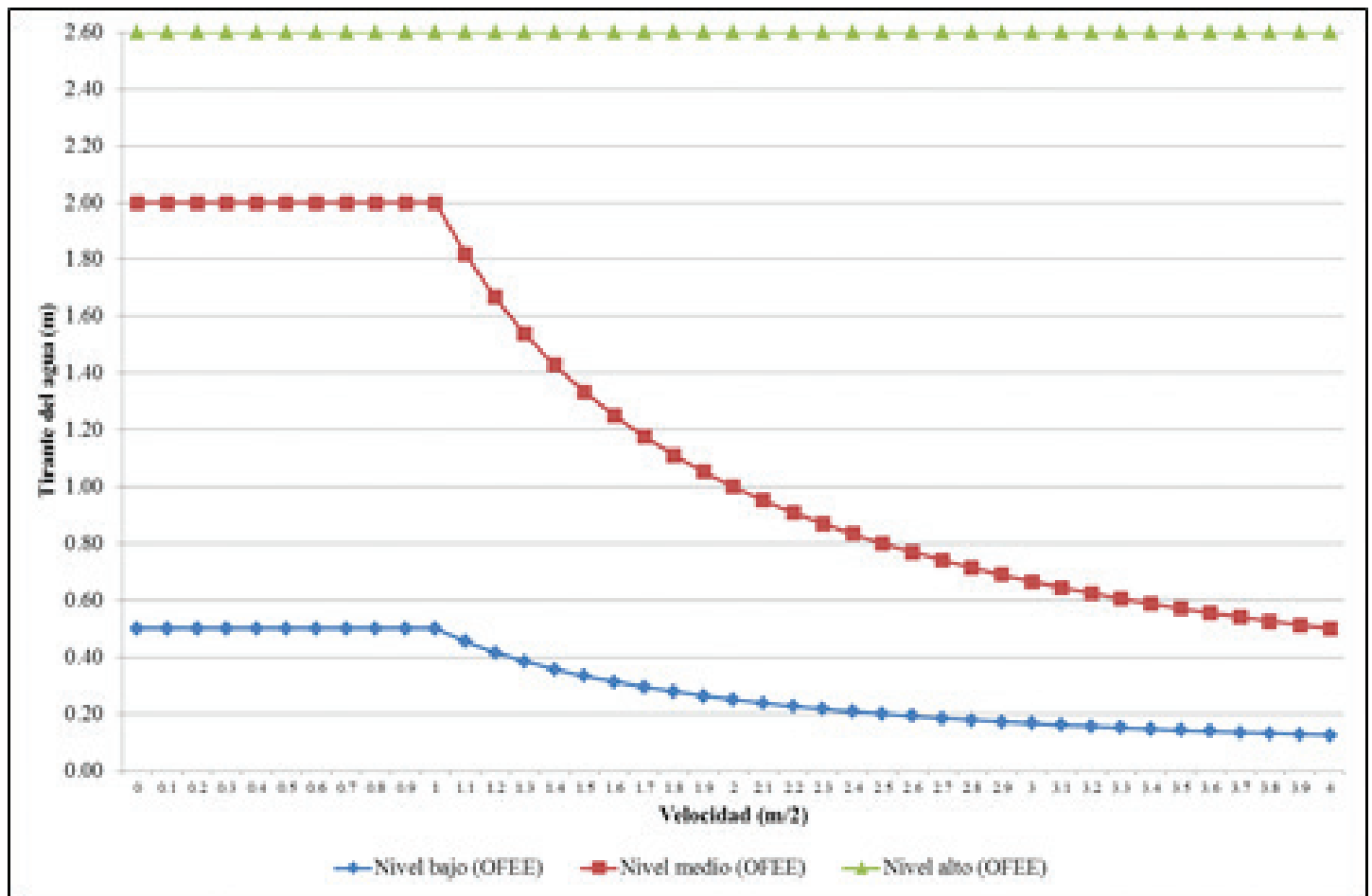


Figura 27. Nivel de peligro para inundaciones, en base al criterio de la OFEE, fuente: adaptado de Loat & Petrascheck (1997)

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos, desarrolló un criterio para la generación de mapas de peligro (FEMA, 2009), en el que relaciona la profundidad máxima o tirante máximo h (m) con la velocidad máxima del agua (ver Figura 28). En base en estas relaciones, dicho criterio establece los siguientes rangos de peligro:

- Nivel bajo.** No representa un daño a la población, pero las edificaciones pueden sufrir daños ligeros.
- Amenaza moderada.** Implica un riesgo a la integridad física de las personas y afectaciones en las edificaciones.
- Alto nivel de amenaza.** La inundación pone en riesgo la vida de las personas y las edificaciones sufren daños estructurales.

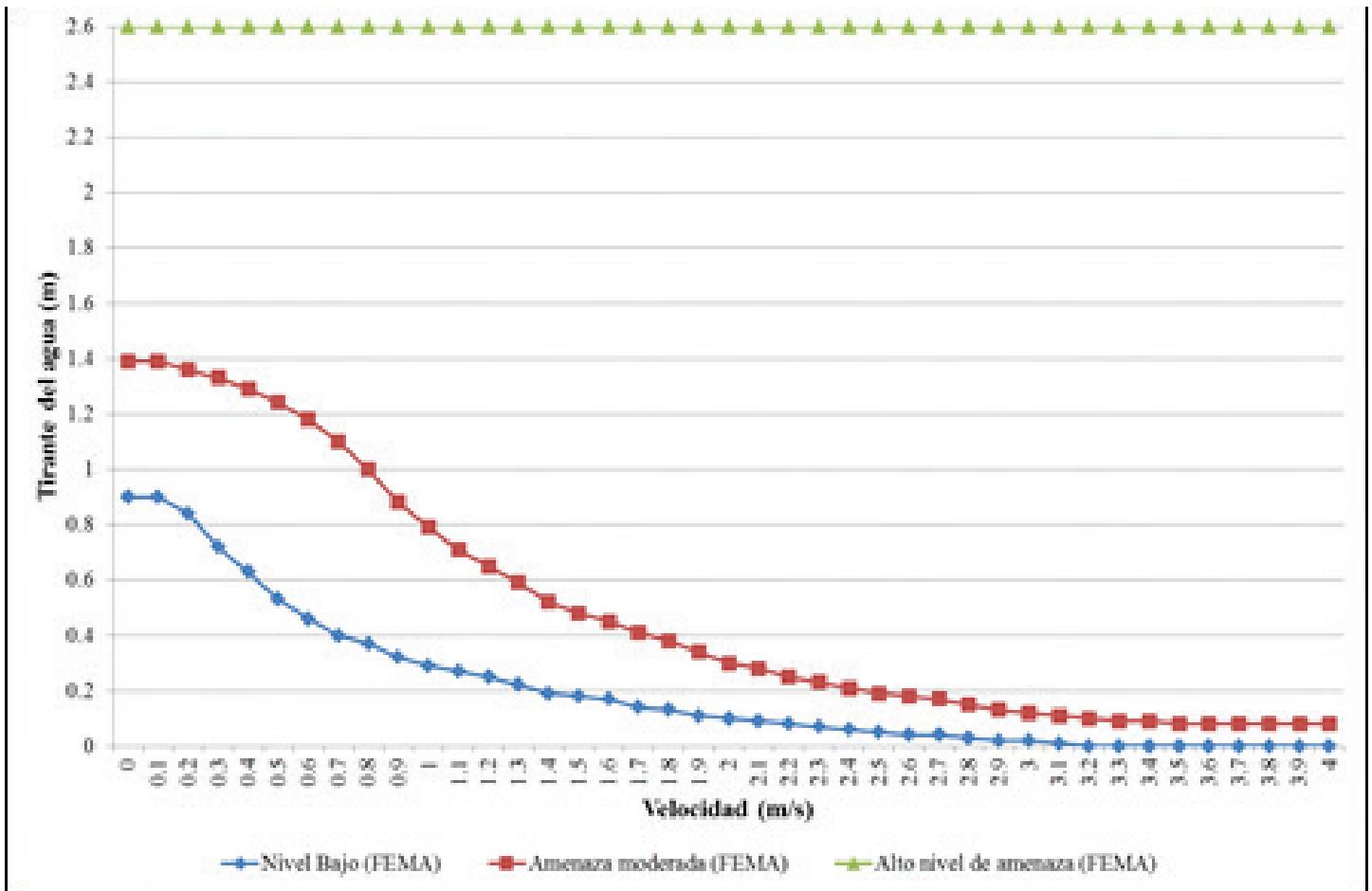


Figura 28. Nivel de peligro para inundaciones, en base al criterio de la FEMA

Nacionales

CENAPRED

El CENAPRED (2004) propuso una metodología para la creación de mapas de riesgo que consideran los fenómenos naturales y la población de la zona de estudio. La metodología requiere la estimación del peligro asociado al fenómeno identificado, así como la identificación de los sistemas expuestos y su vulnerabilidad. Finalmente la metodología usa la anterior información para evaluar los niveles de riesgo asociados al fenómeno.

Ordaz (2011) plantea un procedimiento general para la determinación probabilista del riesgo, constando de:

- Determinación del peligro asociado a las inundaciones
- Identificación de los sistemas expuestos
- Vulnerabilidad de los sistemas expuestos
- Evaluación del riesgo asociado a las inundaciones

Donde estima el riesgo por una curva llamada de excedencia de pérdidas que especifica las frecuencias, con que ocurrirán eventos que exceda un valor especificado de pérdidas. La frecuencia anual de excedencia se conoce también como tasa de excedencia.

Mediante este análisis, determina la zona de inundación en caso de que llegara a presentarse una falla en la presa, estima tres valores a las casas que se encuentran en la zona de estudio y se le asigna una curva vulnerabilidad en donde el tirante de inundación es un factor a considerar. Y considera al final la pérdida anual esperada.

7.2. DISEÑO DE LA METODOLOGÍA

Salas (2011) sugiere sistematizar la creación de los mapas de riesgo por medio de los siguientes pasos: (i) levantamiento topográfico del terreno y generación de un modelo digital de elevaciones; (ii) elaboración de los caudales de diseño; (iii) integración de los modelos que permiten simular la inundación provocada por los caudales de diseño en el terreno; y finalmente, (iv) generación de escenarios de peligro en base a la velocidad y el tirante de la inundación.

La cuantificación del riesgo que representa la inundación de una zona urbana es estimado como una función del valor de los bienes expuestos (C), la vulnerabilidad ó porcentaje de daños en viviendas de dicha zona (V), y el peligro ó probabilidad de que se presente un determinado evento en la zona (P). La ecuación resultante se presenta a continuación:

$$R = CVP \quad (44)$$

En la ecuación (44), P representa la probabilidad de que una tormenta en la zona genere una precipitación igual ó mayor a aquélla que provocó la máxima precipitación en un tiempo de retorno (TR) específico.

7.3. MAPAS DE PELIGRO PARA ZONAS URBANAS EN LA REPÚBLICA MEXICANA

Chetumal, Quintana Roo

La ciudad de Chetumal (Figura 29), capital del estado de Quintana Roo, sufre de periódicas inundaciones debidas a las intensas lluvias que se presentan en la región (Figura 30). La Comisión de Agua Potable y Alcantarillado (CAPA) comisionó al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) un plan integral del manejo de las aguas pluviales en Chetumal (Rodríguez et al., 2012).



Figura 29. Zona de estudio en la ciudad de Chetumal, Quintana Roo, fuente: Rodríguez et al. (2012)

Rodríguez et al. (2012) generaron mapas de peligro—también llamados mapas de riesgo actual—para la ciudad de Chetumal (ver Figura 31), por medio de la integración de los siguientes componentes en un modelo de simulación de inundaciones: (i) información de la infraestructura pluvial; (ii) análisis hidrológico en base a la información recopilada de las estaciones climatológicas en la zona de estudio; (iii) análisis hidrográfico en base a los usos de suelo y coeficientes de escurrimiento; (iv) modelo digital de elevaciones de la ciudad; y (v) modelo de simulación de la red de alcantarillado pluvial. Para la generación de los mapas de riesgo Rodríguez et al. (2012) crearon un modelo bidimensional del flujo en calles de Chetumal usando el programa de cómputo FLO2D. El modelo usa una malla regular para discretizar la superficie del terreno e incorpora la información topográfica correspondiente al modelo digital de elevaciones. Los gastos de

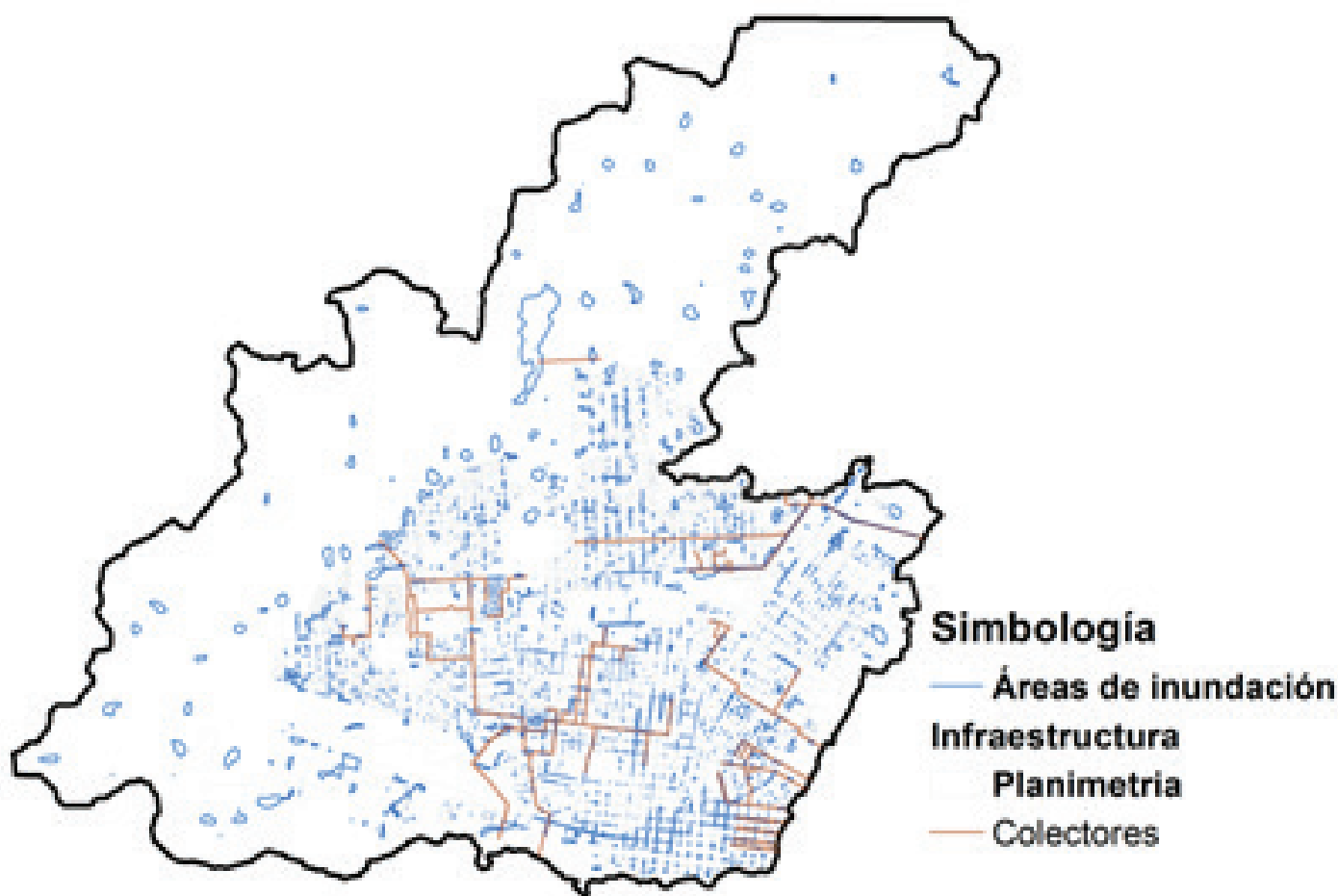


Figura 30. Zonas planas en la ciudad de Chetumal inundadas por drenaje natural lento

descarga en las celdas del modelo bidimensional fueron calculados por medio del modelo de colectores pluviales generado con el uso del programa de cómputo SWMM (Modelo para el Manejo de Tormentas de la Agencia para la protección del medio ambiente de los Estados Unidos).

Los mapas de peligro obtenidos para la zona urbana de Chetumal con un periodo de retorno (TR) de 2, 10 y 25 años se muestran, respectivamente, en la Figura 31, Figura 32 y Figura 33. El contraste es evidente entre los tres mapas. Cuando $TR=2$ años, la máxima precipitación es significativamente menor que cuando $TR=10$ ó 25 años; el mapa de riesgo por lo tanto muestra una reducida superficie con un nivel de riesgo alto, en comparación con la superficie en la misma situación para los otros casos. Los mapas de riesgo, por lo tanto, facilitan la planeación a corto, mediano y largo plazo de las medidas a ser tomadas por las municipalidades para minimizar los daños a la población causados por inundaciones.

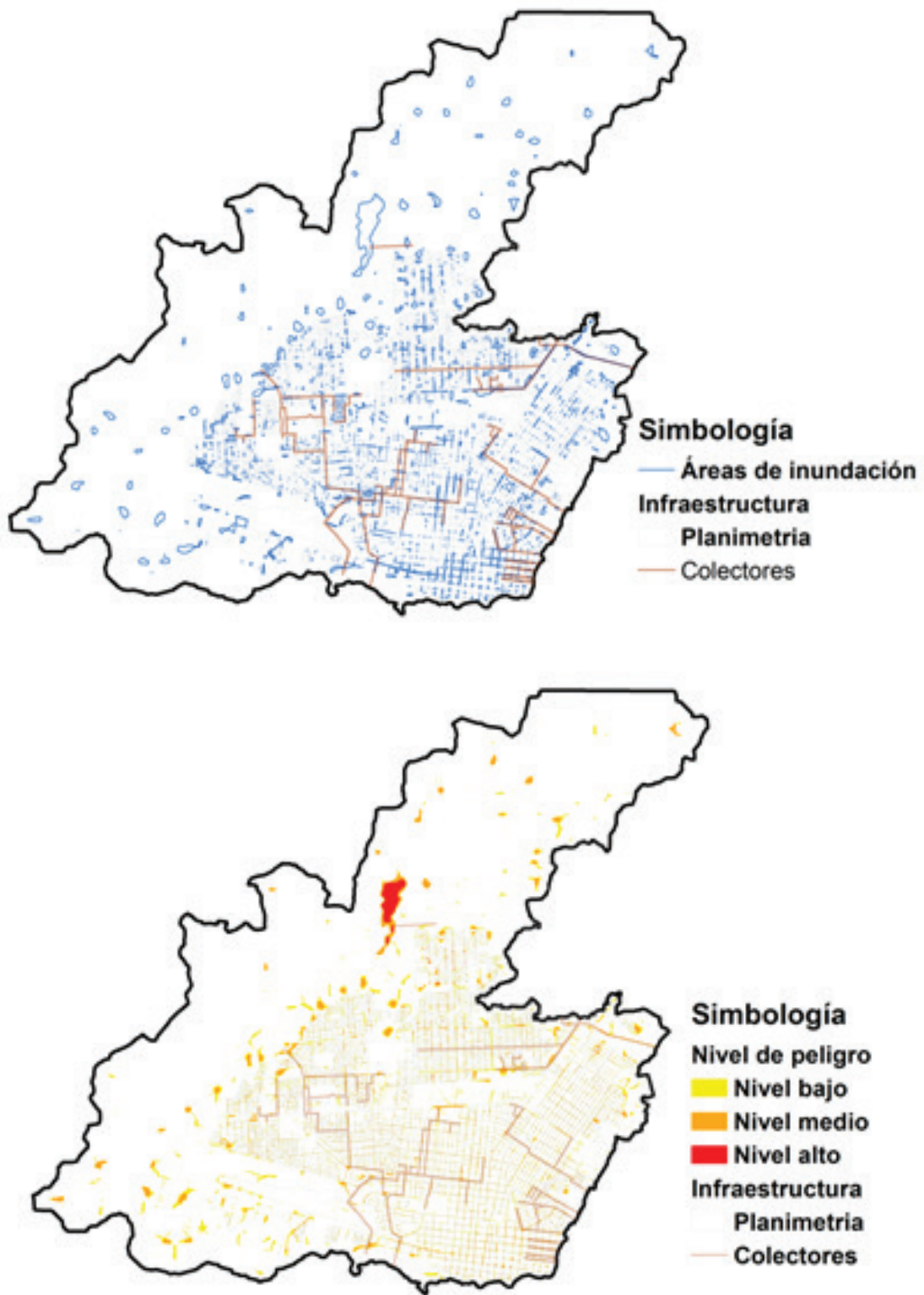


Figura 31. Área de inundación y mapas de peligro para la ciudad de Chetumal con un tiempo de retorno (TR) de 2 años

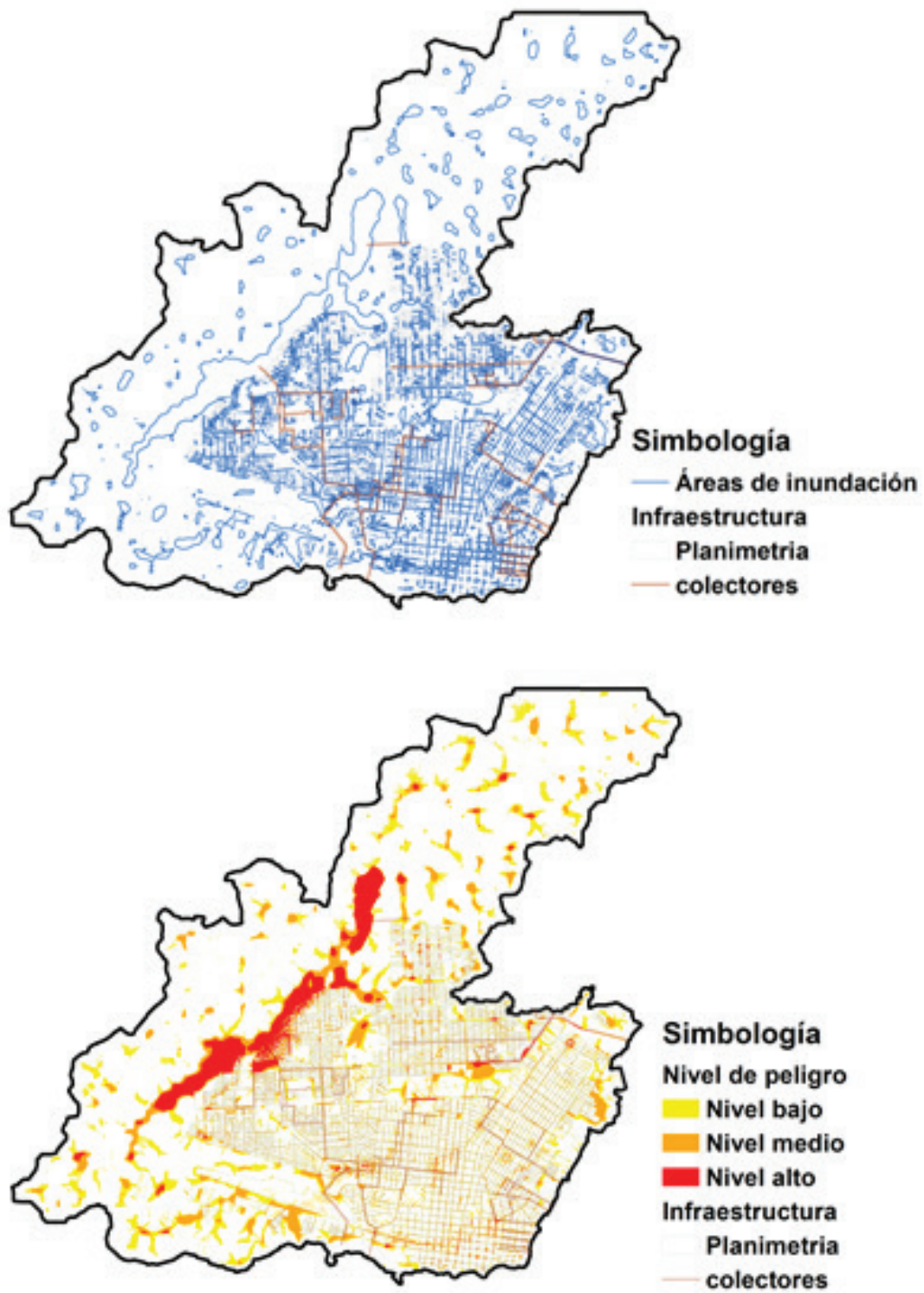


Figura 32. Área de inundación y mapas de peligro para la ciudad de Chetumal con un tiempo de retorno (TR) de 10 años

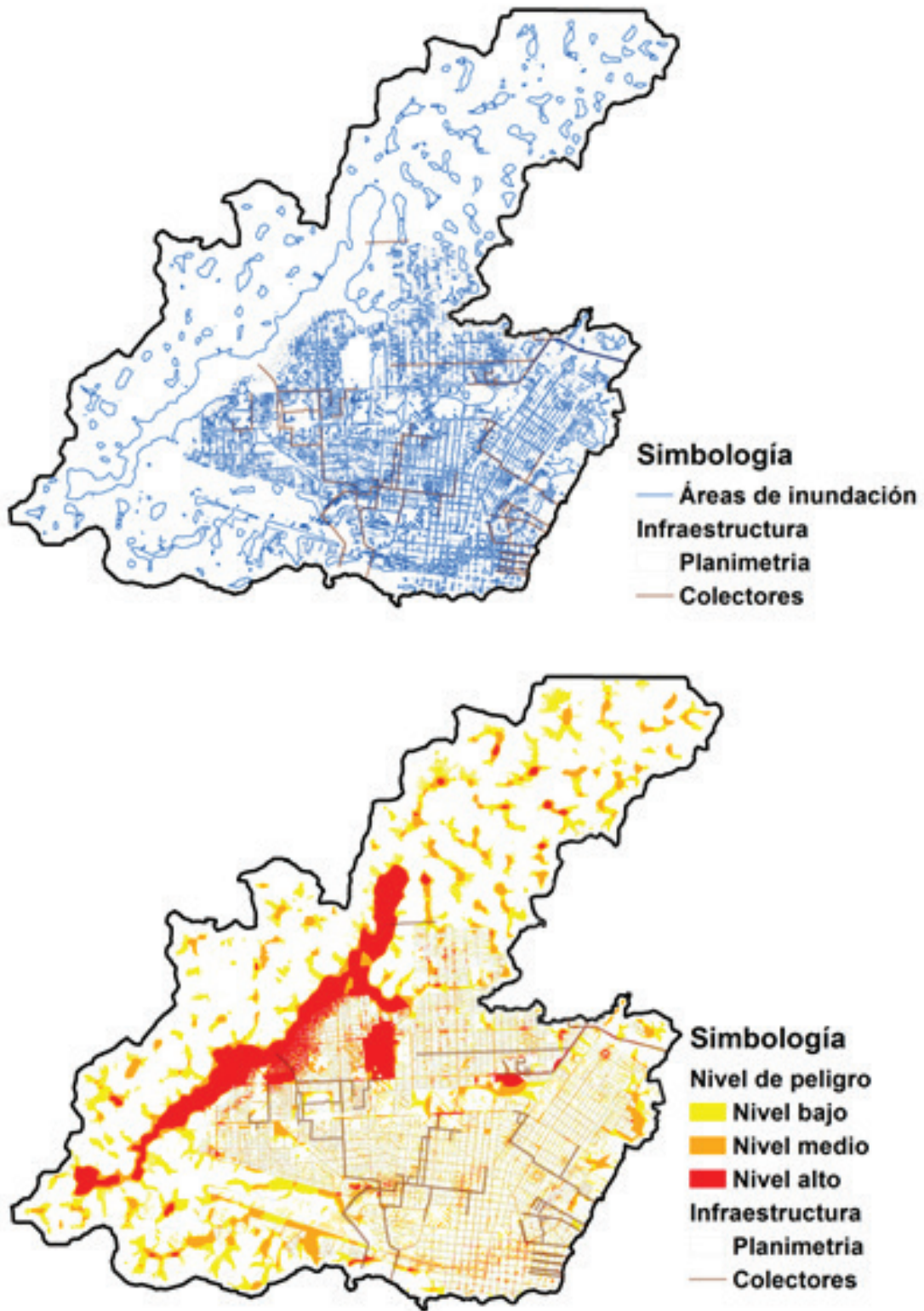


Figura 33. Área de inundación y mapas de peligro para la ciudad de Chetumal con un tiempo de retorno (TR) de 25 años

Oaxaca de Juárez, Oaxaca

Desde hace varias décadas, las lluvias precipitadas en los meses de Mayo a Septiembre, han venido agravando los problemas relacionados con las inundaciones, donde han provocado pérdidas materiales y económicas, afectado la vida diaria de la población.

Ante estos problemas causados por este fenómeno hidrometeorológico, existe una medida no estructural para poder mitigar los problemas: los mapas de riesgo que consideran la topografía urbana nos vienen a dar la pauta para poder establecer medidas preventivas. Para estos mapas se consideró las subcuencas de aportación de los dos ríos principales que cruzan por la ciudad, microcuencas, planimetría, uso de suelo, calles y la interacción de las calles - red de drenaje pluvial.

Cada año, entre Junio y Noviembre ocurren tormentas tropicales y ciclones que, a su vez, generan inundaciones, crecidas de ríos e inestabilidad de las partes altas de las montañas. Por estas razones se han registrado importantes inundaciones en la ciudad de Oaxaca de Juárez como en sus municipios conurbados.

Llaguno (2014) siguió la metodología de Rodríguez et al. (2012)—i.e., la integración de los datos de la infraestructura pluvial, el análisis hidrológico, el análisis hidrográfico, etc.—para generar mapas de riesgo en la zona urbana de Oaxaca de Juárez, Oaxaca (ver Figura 34). Llaguno (2014) usó el criterio de la OFFE (ver Tabla 8) como base para los parámetros finales utilizados para generar los mapas de peligro en Oaxaca de Juárez.

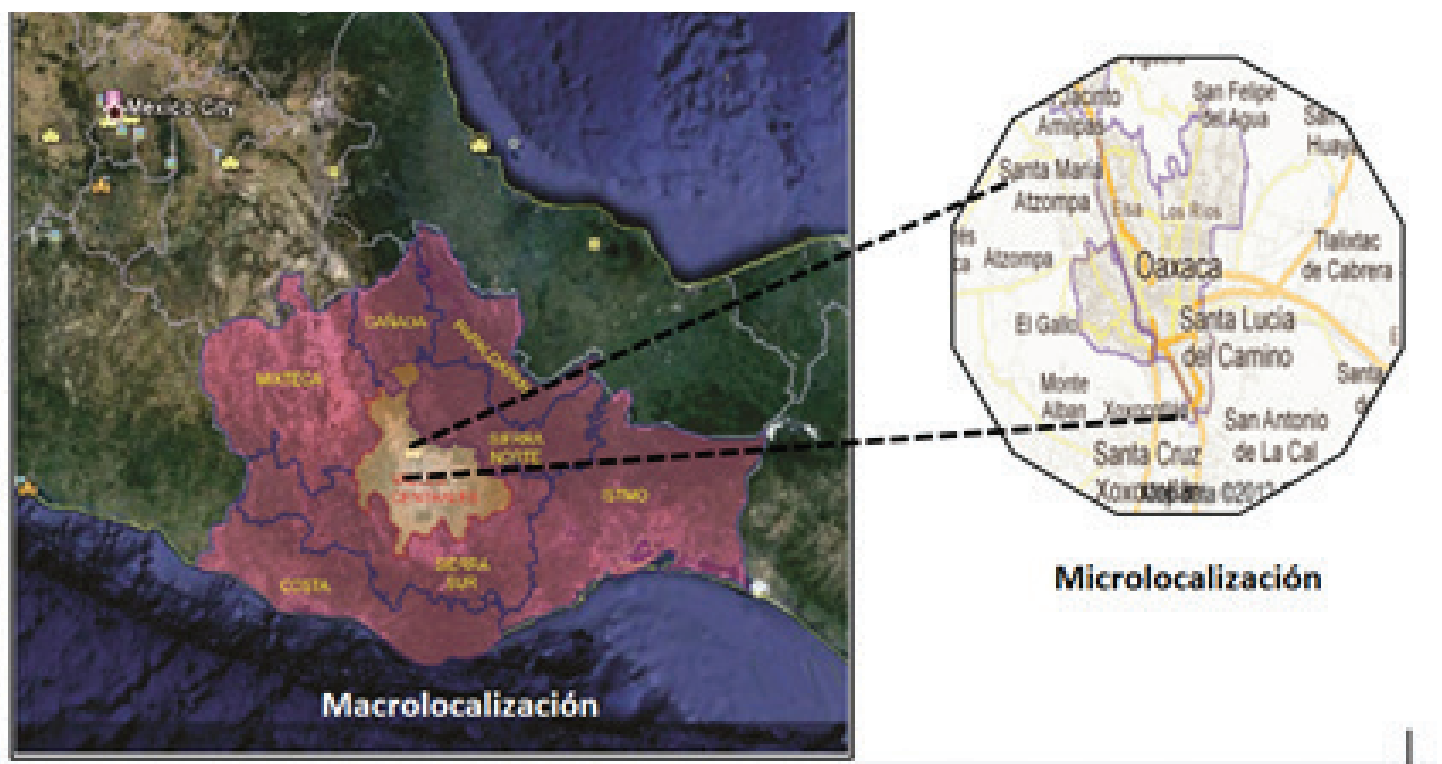


Figura 34. Macrolocalización y microlocalización de Oaxaca de Juárez, Oaxaca

Tabla 9. Parámetros utilizados para la generación de mapas de riesgo en Oaxaca de Juárez, fuente: Llaguno (2014)

Nivel	(Altura (m	(s/Volcamiento (m ²	(s ² /Deslizamiento (m ³
Bajo	$0.5 > h \leq 0.3$	$0.5 > vh \leq 0.3$	$0.5 > v^2h \leq 0.2$
Medio	$1.5 > h \leq 0.5$	$1.5 > vh \leq 0.5$	$1.23 > v^2h \leq 0.5$
Alto	$1.5 \leq h$	$1.5 \leq vh$	$1.23 < v^2h$

Los mapas de riesgo obtenidos por Llaguno (2014) para periodos de retorno (TR) de 2, 5, 10 y 25 años se presentan, respectivamente, en la Figura 35, Figura 36, Figura 37 y Figura 38.

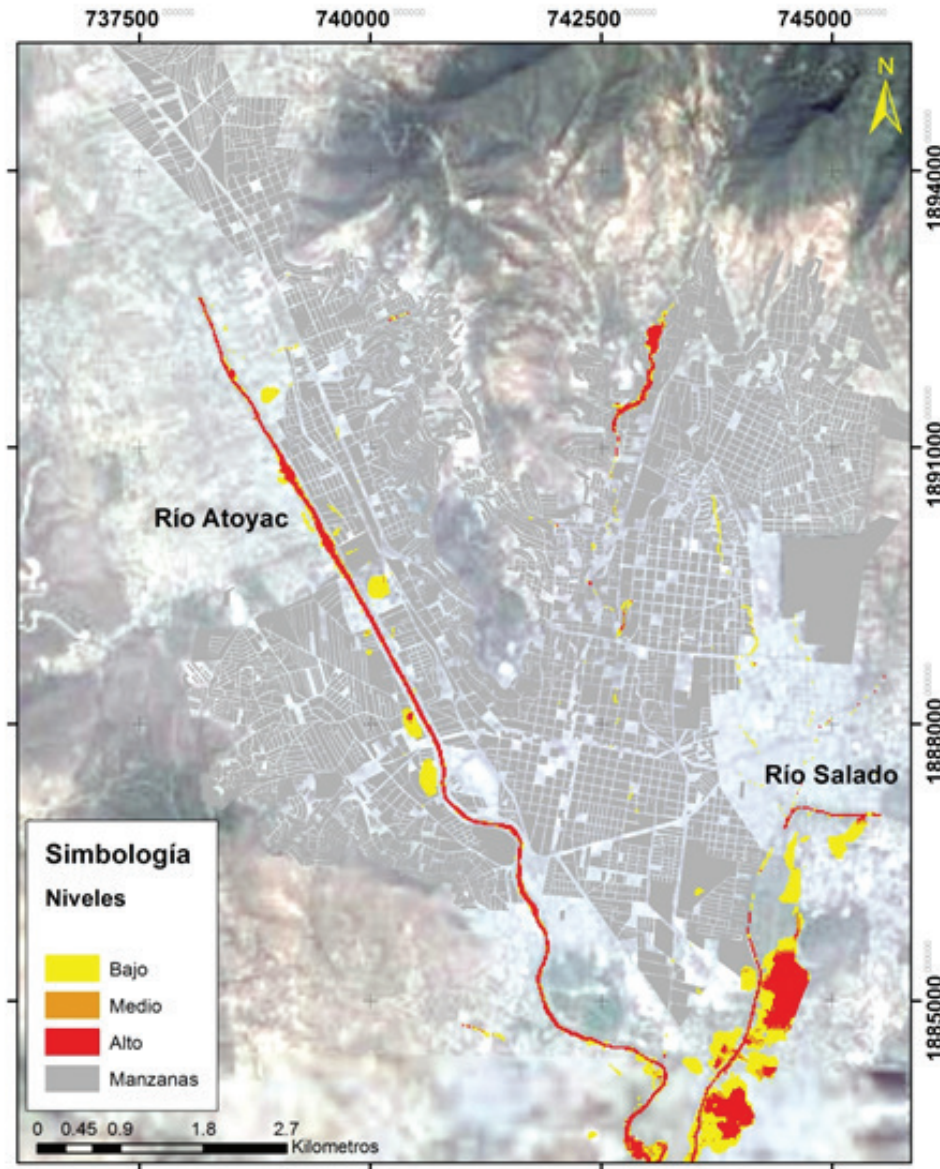


Figura 35. Mapa de riesgo para la ciudad de Oaxaca de Juárez, para un periodo de retorno TR=2 años. Información de la tormenta: precipitación media=38.8 mm, y duración de la lluvia=120 min

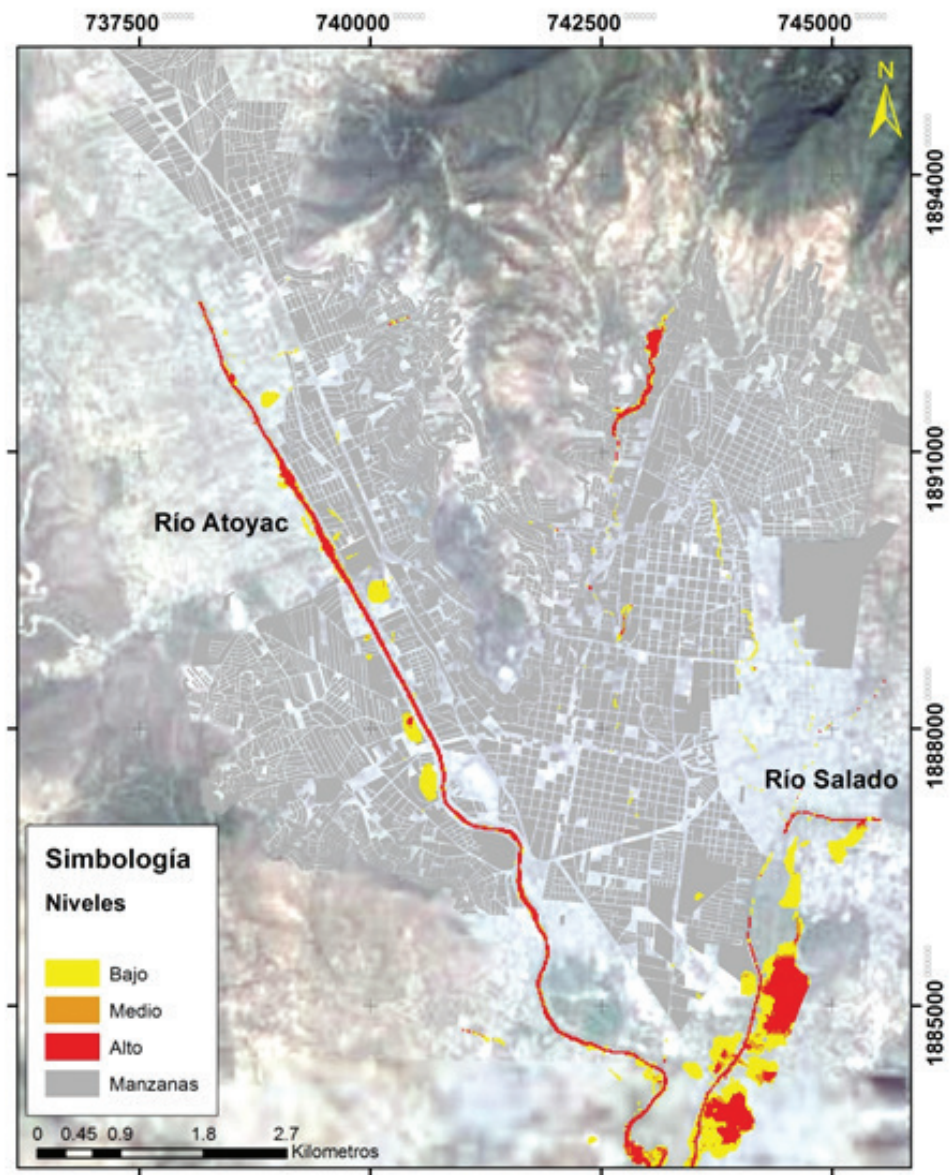


Figura 36. Mapa de riesgo para la ciudad de Oaxaca de Juárez, para un periodo de retorno TR=5 años. Información de la tormenta: precipitación media=51.21 mm, y duración de la lluvia=120 min

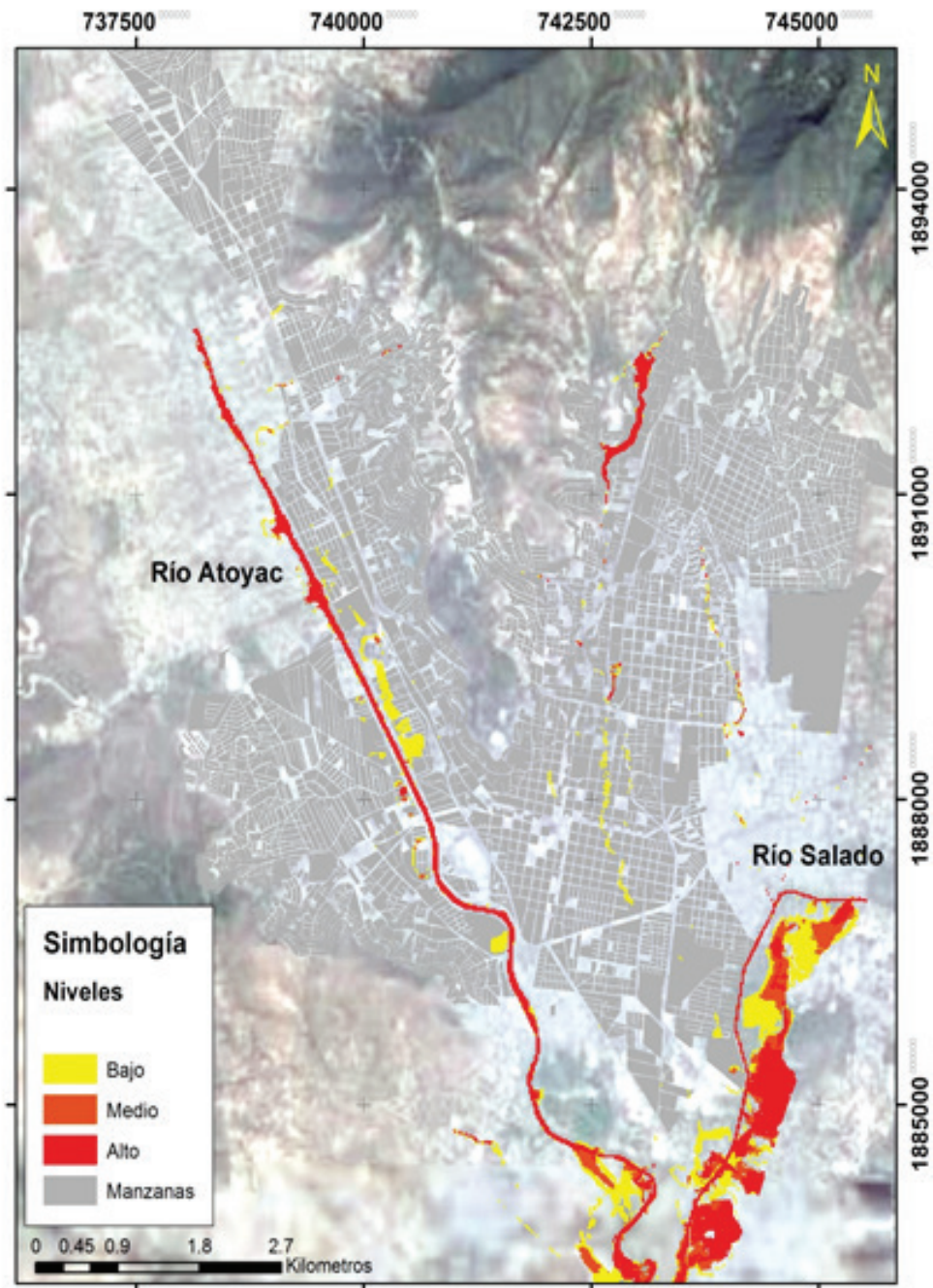


Figura 37. Mapa de riesgo para la ciudad de Oaxaca de Juárez, para un periodo de retorno TR=10 años. Información de la tormenta: precipitación media=60.6 mm, y duración de la lluvia=120 min

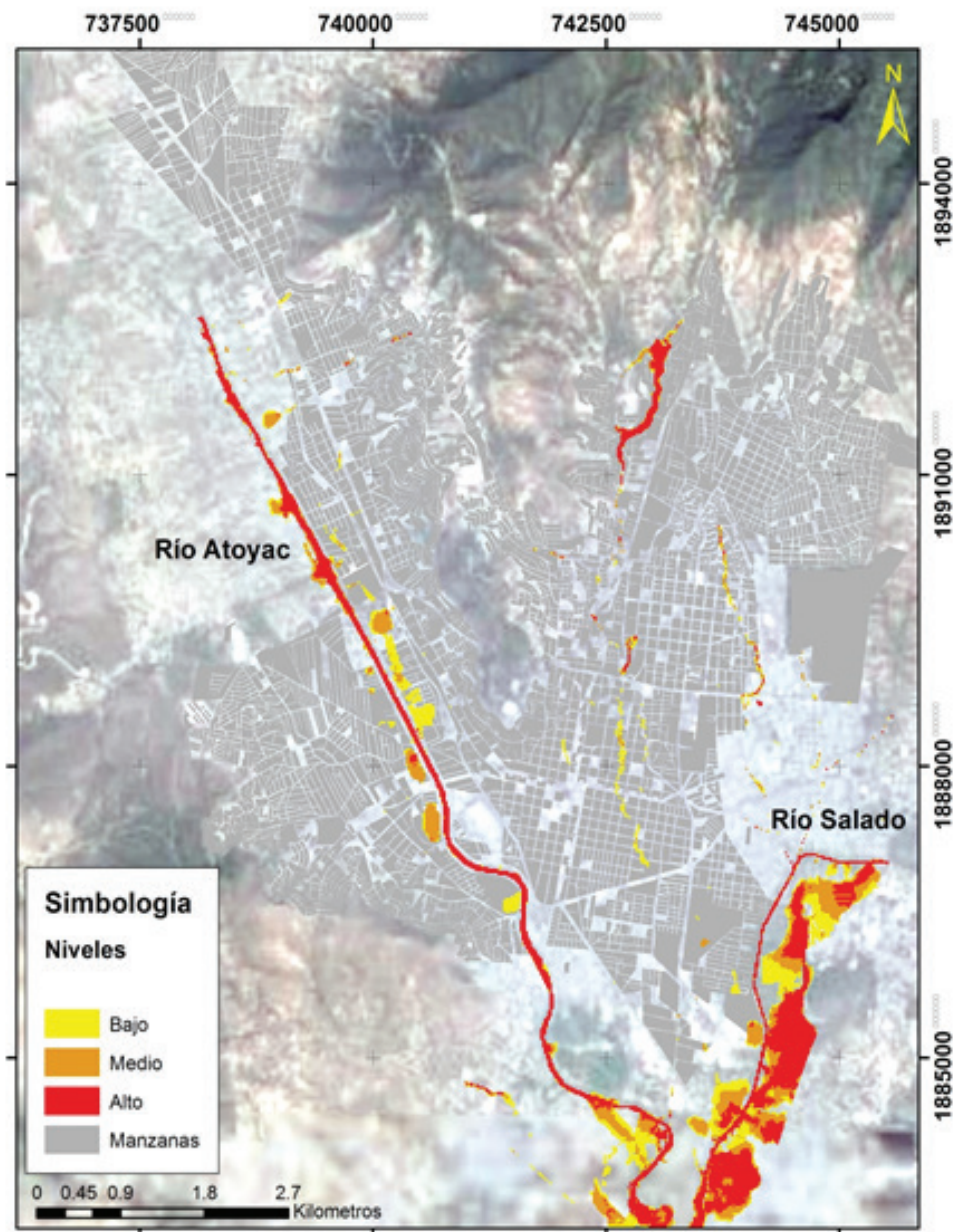


Figura 38. Mapa de riesgo para la ciudad de Oaxaca de Juárez, para un periodo de retorno TR=25 años. Información de la tormenta: precipitación media=73.01 mm, y duración de la lluvia=120 min

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

López (2013) siguió la metodología de Rodríguez et al. (2012)—i.e., la integración de los datos de la infraestructura pluvial, el análisis hidrológico, el análisis hidrográfico, etc.—para generar mapas de riesgo en la zona urbana de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas (ver Figura 39).

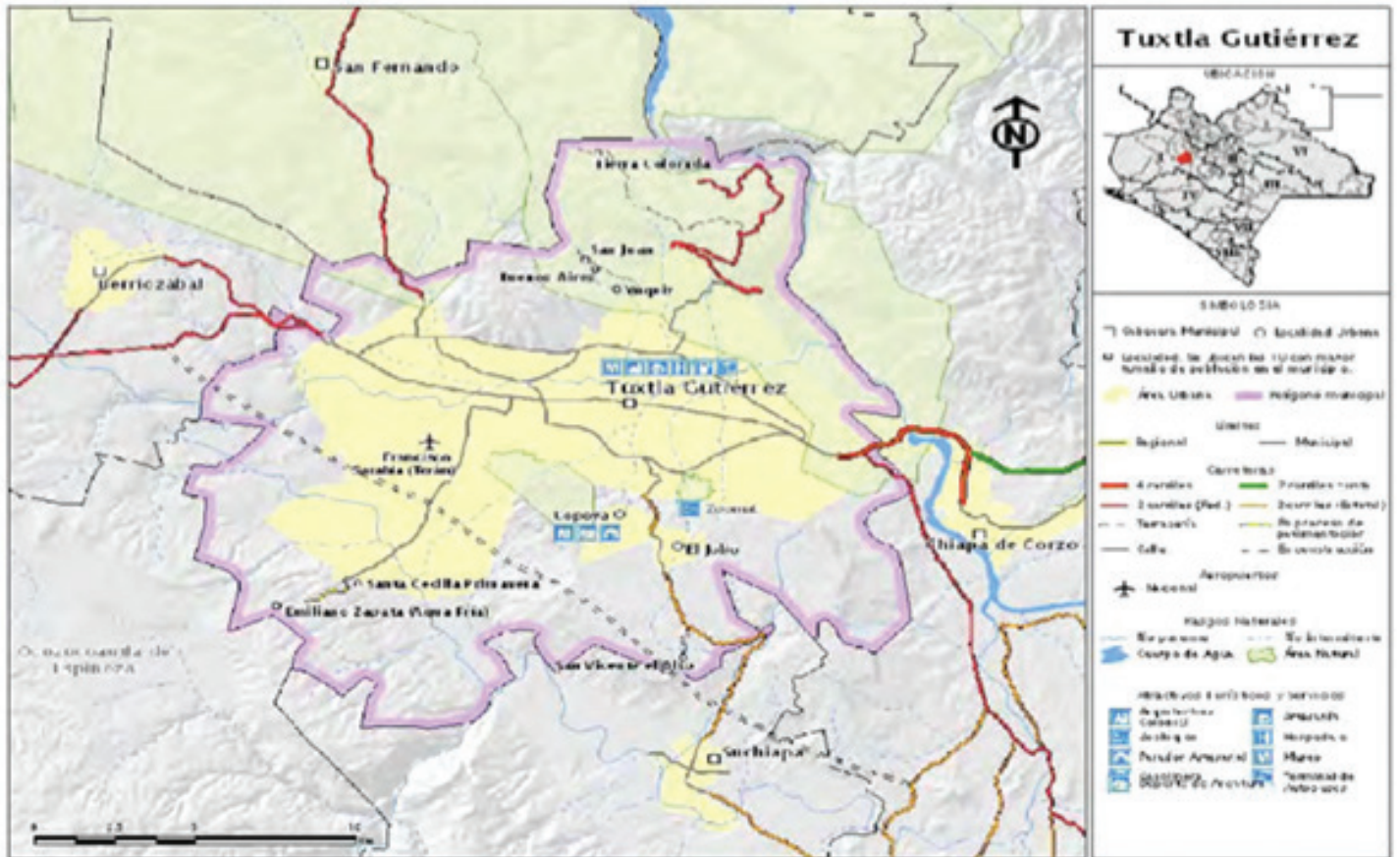


Figura 39. Ubicación geográfica de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. Nota: Reemplazar

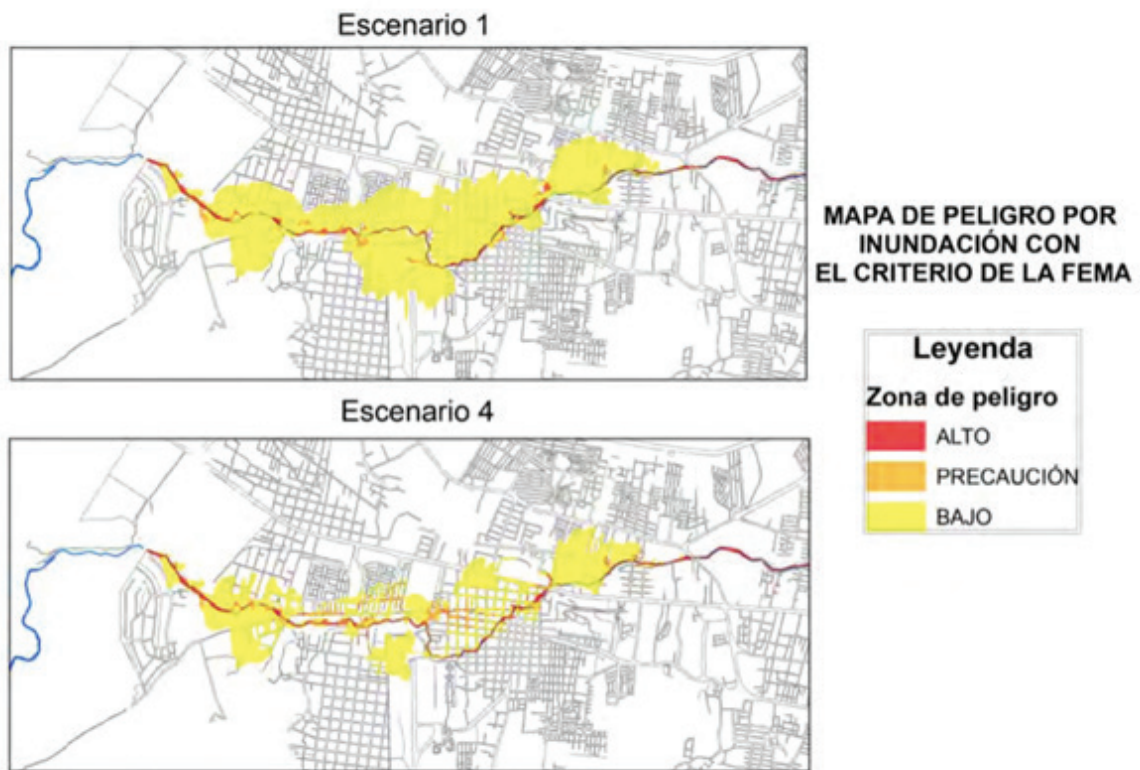


Figura 40. Comparación entre los escenarios 1 y 4, en la zona superior de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez

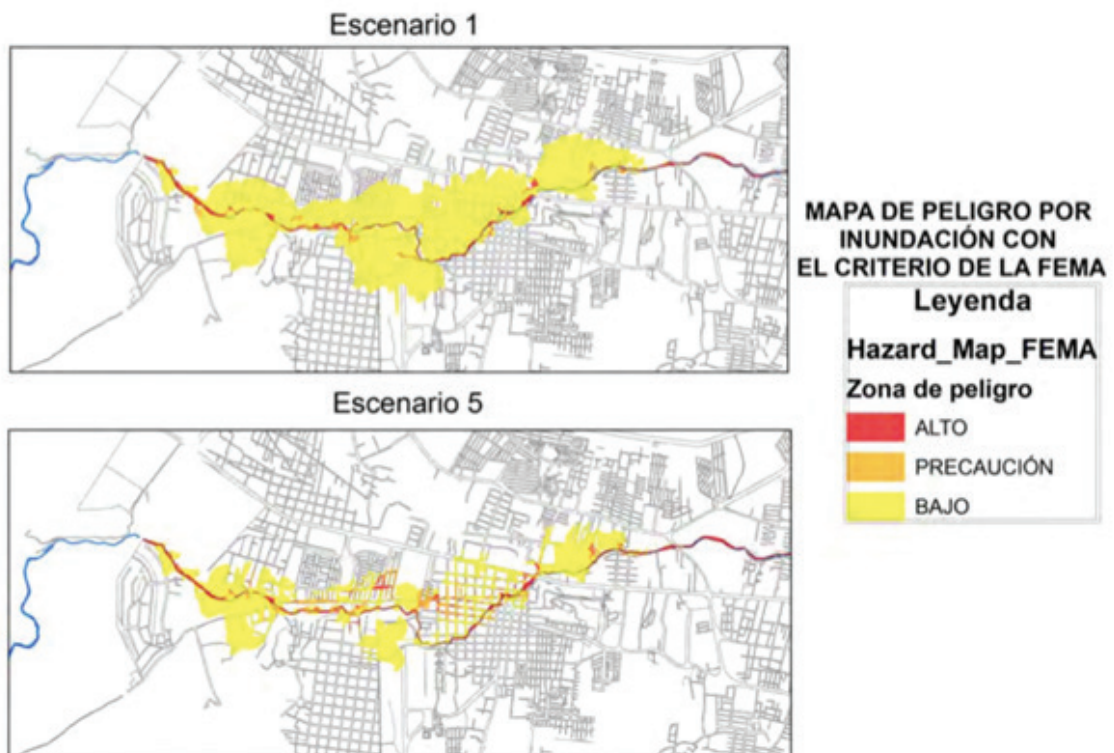


Figura 41. Comparación entre los escenarios 1 y 5, en la zona superior de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez

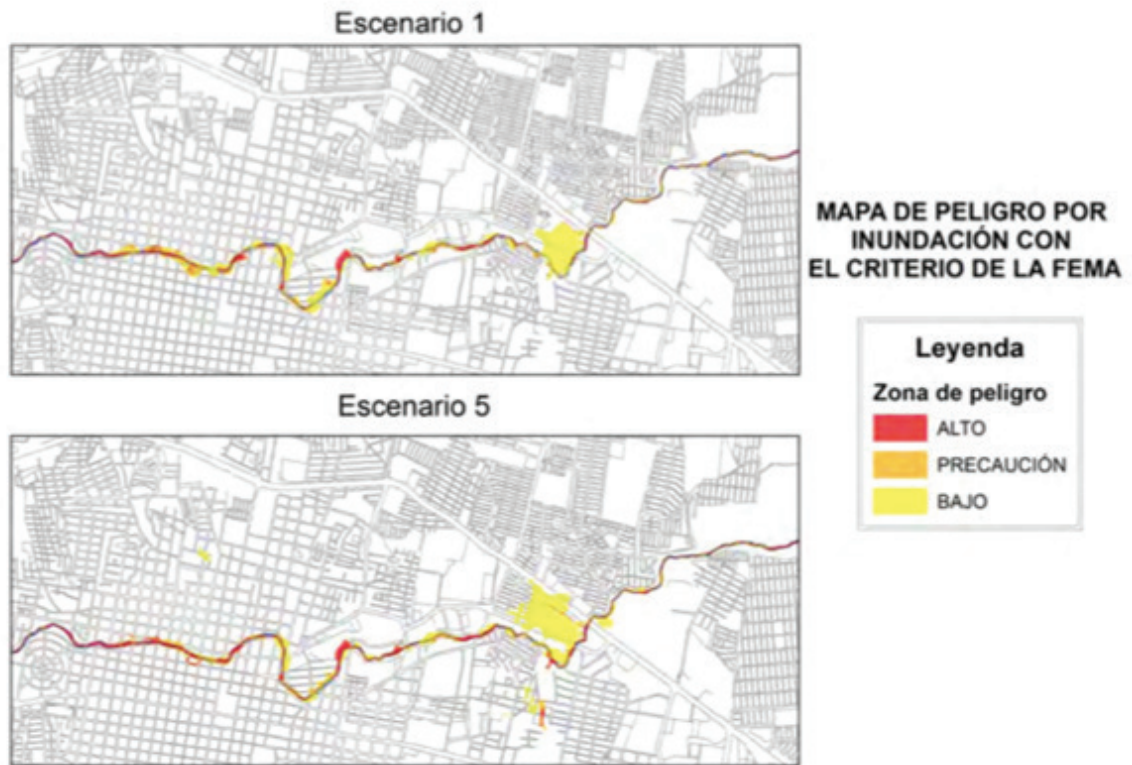


Figura 42. Comparación entre los escenarios 1 y 5, en la zona inferior de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez



8. MEDIDAS PARA EL CONTROL DEL ESCURRIMIENTO

8.1. MEDIDAS ESTRUCTURALES (DISEÑO DE ESTRUCTURAS)

Las siguientes obras de infraestructura actúan sobre mecanismos de formación y propagación de avenidas, y son comúnmente construidas para reducir inundaciones causadas por desbordamientos de ríos:

Presas para retener azolves. Son pequeños diques interpuestos a la corriente que se colocan en arroyos y ríos. Generalmente tienen una altura de 2 y 10 m, son construidos de concreto o mampostería, gaviones o elementos prefabricados en cuya corona se coloca una obra de excedencias.

Construcción de diques. Esta medida consiste en el empleo de diques, a un lado del hombro vulnerable del río o en los dos (dependiendo la situación del problema) con el fin de evitar el desbordamiento del agua.

Reforestación y conservación del suelo. En este proceso se busca que los bosques retengan más agua, aumentando la infiltración y disminuyendo la escorrentía superficial, con el fin de evitar la erosión.

Presa ‘rompe picos’. Tiene la función de demorar la llegada del gasto máximo (‘pico’) de la avenida y distribuir la descarga aguas abajo uniformemente en el tiempo.

Aumento de la capacidad del cauce. Este proceso se lleva mediante el ensanchamiento lateral del cauce y/o dragado del fondo, estas alteraciones dinámicas tienen que ser equilibradas, ya que pueden causar problemas en los ecosistemas fluviales.

Desvío de cauces. Medida frecuentemente utilizada en tramos donde el río pasa por las ciudades, y consiste en realizar canales de desvío del río agua arriba.

Lagunas de retención. Es un sistema alternativo que consiste en una laguna que recibe el escurrimiento producido por una tormenta. El agua en la laguna puede ser desalojada de manera gradual después de la tormenta (ver Figura 43).

Estanque de retención. Su función es similar a la laguna de retención, pero permite la acumulación del escurrimiento en una menor superficie. Algunos ejemplos son un parque inundable o una plaza impermeable ubicada bajo la cota de la calle (ver Figura 44).



Figura 43. Canal-laguna de retención, fuente: SIAPA, 2011

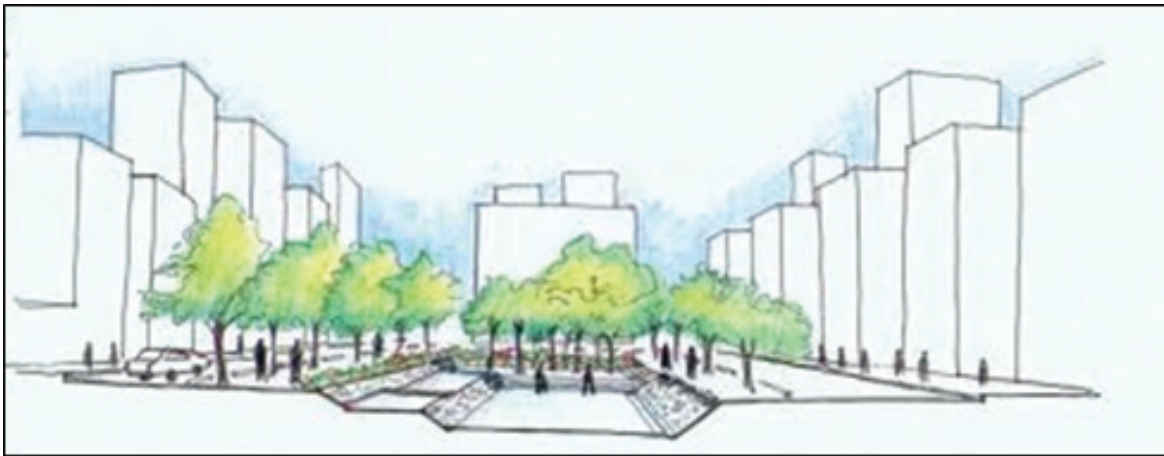


Figura 44. Plaza impermeable en la ciudad, fuente: <http://www.centroaguasurbanas.cl>

Además de las obras de infraestructura arriba mencionadas, se han creado nuevas medidas estructurales sustentables que ayudan a mejorar el medio ambiente y que interceptan la lluvia con el fin de disminuir los escurrimientos pluviales, como la denominada ‘infraestructura verde’ o Green infrastructure (Rockefeller, 2011). Una infraestructura verde está definida como un sistema interconectado de espacios abiertos y áreas naturales (humedales, parques, etc.) que buscan preservar el medio ambiente y las plantas nativas del lugar, así como disminuir la contaminación y aumentar la calidad del agua. La infraestructura de este tipo entrelaza lo natural con las obras de construcción hechas por el hombre. Algunos ejemplos de infraestructura verde se presentan a continuación (CNT, 2010):

Áreas verdes (Green Roofs). Son áreas superficiales sobre las cuales ha sido colocada vegetación (ver Figura 45). La presencia de plantas y de las áreas verdes pueden reducir considerablemente la radiación solar por cubierta de las superficies verdes de las construcciones, reduciendo la temperatura durante los meses más calurosos. Como consecuencia, la evaporación disminuye debido al incremento de la temperatura ambiente.

Pavimentos permeables (Permeable pavements). Son superficies de pavimento que permiten el paso del agua por ellos (ver Figura 46). Los cuatro tipos son: asfalto poroso, concreto permeable, pavimento mallado y pavimento de cés-

ped. El pavimento permeable reduce los volúmenes de escurrimiento superficial, e incrementa la media de infiltración del suelo (aumentando así la recarga del agua subterránea).

Recolección de agua (Water Harvesting). Está definida como la reutilización productiva del uso del agua de lluvia capturada a través de contenedores o en zonas de irrigación (ver Figura 47).

Jardín de lluvia (Rain gardens). También son conocidos como jardines de recarga, son pequeñas detenciones de agua y áreas de infiltración que usan vegetaciones nativas para reducir el escurrimiento superficial (ver Figura 48).

Bioswales. Son zonas bajas en el terreno ocupadas por vegetación que permiten la captación de lluvia. Los bioswales tienen el objetivo de remover los contaminantes en el escurrimiento. Por esta razón son particularmente usados en estacionamientos, o a lo largo de carreteras, en dónde los contaminantes generados por automóviles se integran al escurrimiento.

Construcción de humedales (Constructed wetlands). Son creadas en beneficio del sistema natural de la lluvia. Estos pueden reducir efectivamente el flujo máximo de avenidas, reduciendo así el riesgo de inundaciones.



Figura 45. Ejemplos de áreas verdes en viviendas, Fuente: CNT, 2010



Figura 46. Ejemplos de pavimento permeable, Fuente: SIAPA, 2011



Figura 47. Recolección de Agua, Fuente: CNT, 2010



Figura 48. Jardín de lluvia, Fuente: CNT, 2010

8.2. MEDIDAS NO ESTRUCTURALES (ACCIONES)

A diferencia de las medidas estructurales, las no estructurales requieren una nula inversión en infraestructura. Éstas medidas buscan aminorar los efectos de las inundaciones por medio de la planeación. Se presentan a continuación las medidas no estructurales más representativas:

Planes de protección civil. El estudio detallado de las avenidas permite establecer sistemas de alerta para la protección de la población y sus bienes inmuebles. Otras medidas de seguridad pueden ser adoptadas, como la restricción de paso en los puntos conflictivos, ó el control del agua que sale del embalse.

Simulación de avenidas. Un modelo de avenidas se obtienen con la ayuda de un Sistema de Información Geográfica (SIG) que consta de los siguientes elementos: topografía del terreno, meteorológicos, geomorfológicos, litológicos, de usos y aprovechamientos del suelo, cobertura vegetal, y fotografías tomadas por satélite con el objetivo de delimitar las áreas afectadas por una inundación.

Restricción de desarrollos urbanos en zonas inundables. Tiene por objeto controlar el futuro desarrollo de los lugares a habitar, mediante las zonificación de la llanura de inundación y la limitación del uso de suelo.

Seguros contra inundaciones en las zonas vulnerables. Los seguros constituyen un instrumento idóneo de asistencia para toda zona vulnerable cuyo costo de protección supera el valor de la misma. Esta medida es conveniente para áreas no urbanas, como es el caso de una superficie dedicada a la agricultura ó ganadería.

Reducción de las zonas impermeables. Consiste en fomentar—por medio de la reducción ó eliminación de impuestos— la construcción de desarrollos urbanos que incluyan alguna de las medidas estructurales descritas anteriormente para reducir el escurrimiento en la superficie de las zonas urbanas.

Generación de lineamientos para la captación de los recursos hídricos. Las áreas susceptibles de inundación pueden protegerse por medio de leyes ecológicas que demanden una planicie de inundación mínima en proporción a la superficie de cada zona urbana.



9. PROGRAMAS DE CÓMPUTO

9.1. EPASWMM

El Storm Water Management Model (modelo de gestión de aguas pluviales) de la Environmental Protection Agency (EPA), es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que puede ser utilizado en periodos extendidos o para un acontecimiento. Se desarrolló por primera vez en 1971.

Entre las aplicaciones típicas se puede mencionar: el diseño y dimensionamiento de componentes de la red de drenaje para prevenir inundaciones, dimensionamiento de estructuras de retención y accesorios correspondientes para el control de inundaciones y protección de la calidad de aguas, delimitación de zonas de inundación en barrancos y cauces naturales, diseño de estrategias de control de la red para minimizar el número de descargas de sistemas unitarios, entre otras.

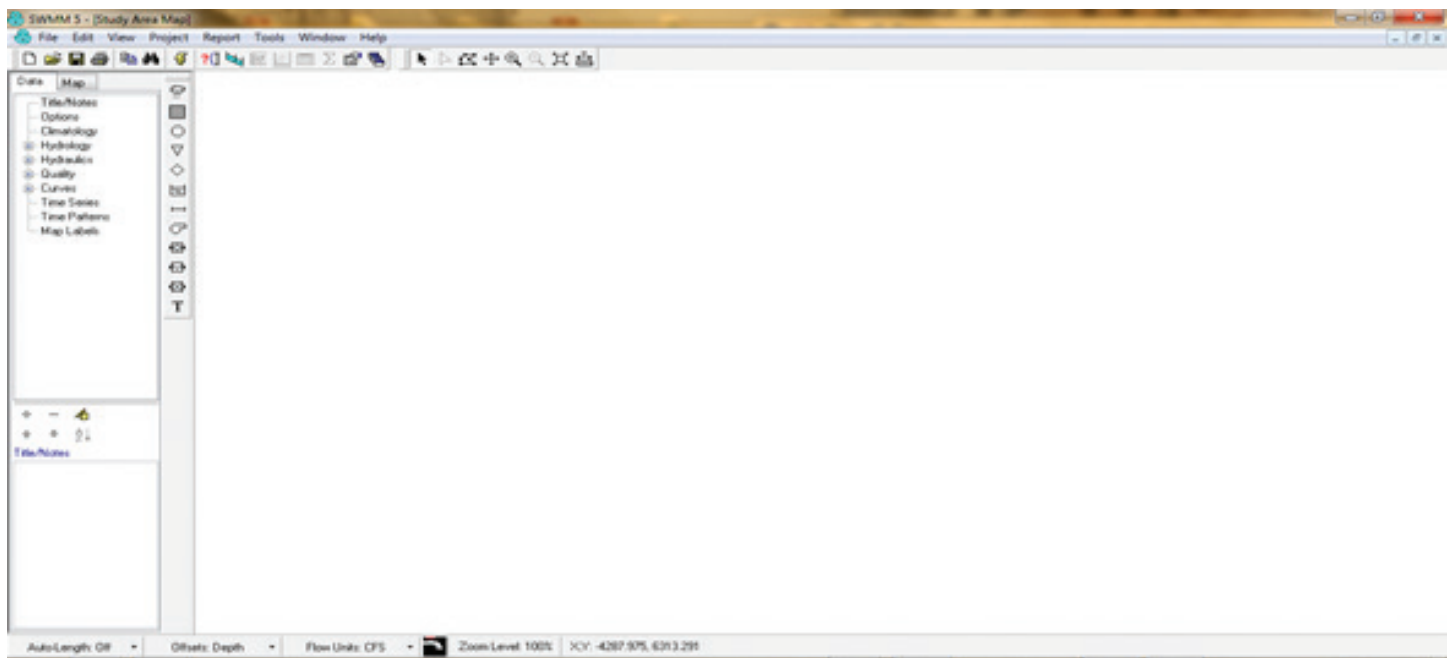


Figura 49. Interfaz del programa SWMM

EPASWMM estima la proporción del escurrimiento que se convierte en escurrimiento en base a cuatro mecanismos de pérdidas: intercepción, evapotranspiración, almacenamiento en depresiones e infiltración (EPA 2005). Para el proceso de transformación lluvia-escorrentía, supone un comportamiento de la zona de estudio similar al de un depósito, que esta regido por:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (45)$$

Donde: I = caudal de entrada correspondiente a la aportación de la precipitación caída sobre la cuenca de superficie; Q = caudal de escurrimiento generado; S = almacenamiento ó retención dentro de la cuenca.

Se visualiza este fenómeno como se ilustra en la Figura 50. Cada una de las cuencas se toma como un depósito no lineal. Los aportes de caudal provienen de la precipitación y de las cuencas aguas arriba. Donde sus caudales de salida son: la infiltración, la evaporación y la escorrentía superficial. La capacidad del depósito es el valor máximo del parámetro de almacenamiento en depresión, que corresponde al almacenamiento mayor en superficie por efecto de la inundación del terreno, también se toma en cuenta el mojado de la superficie del suelo y los caudales interceptados en la escorrentía superficial debido a las irregularidades del terreno. El gasto se produce cuando la profundidad del agua del depósito excede el valor del máximo almacenamiento de depresión, este caudal de salida se calcula aplicando la fórmula o ecuación de Manning.

El fenómeno de infiltración causa la penetración de lluvia en la superficie del terreno con suelos no saturados en áreas permeables de la cuenca (EPA, 2005). EPA SWMM 5.0 permite seleccionar tres modelos diferentes de infiltración: (i) la ecuación de Horton, (ii) el método de Green-Ampt y (iii) el método del número de curva.

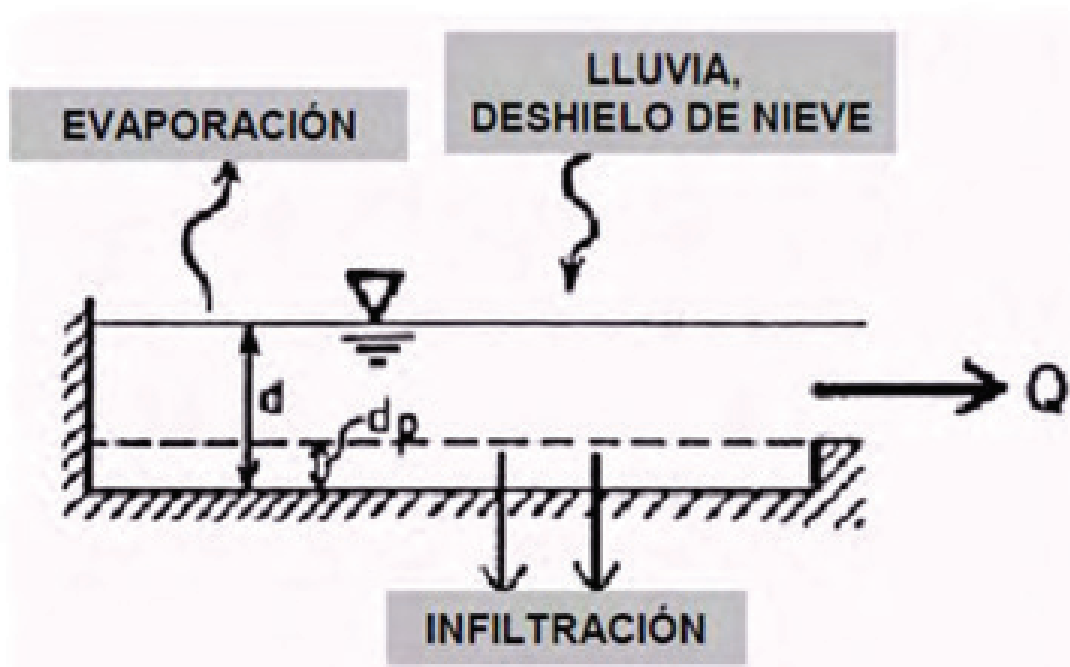


Figura 50. Visión conceptual del fenómeno de la escorrentía en SWMM, fuente: SWMM (2005)

9.2. HEC-RAS

Es una aplicación que modela el flujo del agua en ríos y canales. El programa es unidimensional y fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Departamento de Defensa de los Estados Unidos (por sus siglas en inglés USACE), El Hydrologic Engineering Center (HEC) se en Davis, California desarrollo el sistema de análisis de ríos (River Analysis System - RAS) para ayudar a sus ingenieros hidráulicos en el análisis de dlujo en canales y en control de inundaciones.

El proceso de trabajo de HEC-RAS para flujo permanente está basado en una solución unidimensional de la ecuación de energía. Las pérdidas de energía están evaluadas por fricción y contracción. La ecuación del momento puede ser usada en situaciones donde, el perfil de la superficie libre varía rápidamente.

En flujo no permanente, el HEC-RAS resuelve la ecuación dinámica 1-D de Saint Venant, utilizando el método de diferencia implícita, finito. Dado que se trata de una herramienta gratuita, aunque no está disponible su código fuente, es ampliamente utilizada.

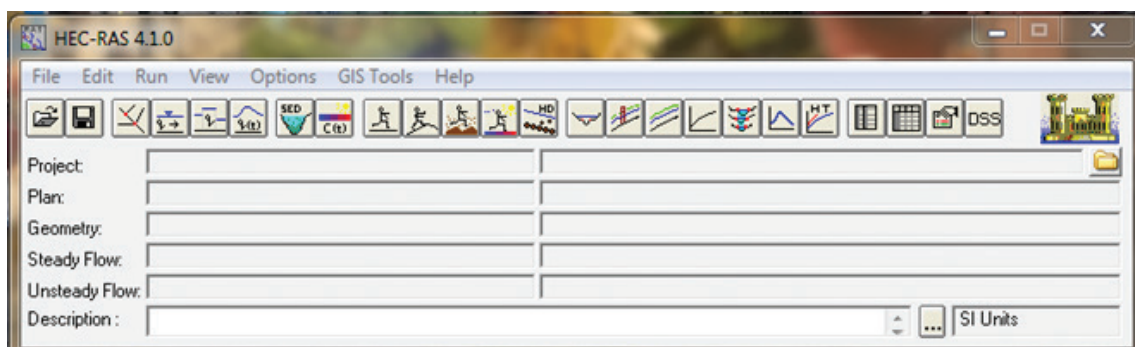


Figura 51. Interfaz del programa HEC-RAS

9.3. FLO2D

Desarrollado por Flo-2D software, Inc., de Arizona, Estados Unidos; el modelo bidimensional de diferencias finitas FLO-2D, simula flujo de fluidos no-newtonianos. Permite simular flujos en topografías complejas, tales como áreas urbanizadas y terreno natural; así como el intercambio de fluido entre los canales y el cono de deyección. Puede modelarse flujo de agua y flujos hiper-concentrados (avenida de lodo, flujo de lodo y flujo de detritos).

El modelo considera el fluido homogéneo (una sola fase) de concentración variable; esto significa que internamente no se hace distinción de los tamaños de sedimento. Como datos de entrada se requiere la topografía digital del terreno, la geometría del canal, valores estimados de la rugosidad del canal y de la planicie de inundación, hidrogramas de entrada (líquidos y sólidos), precipitación y propiedades reológicas de la mezcla agua-sedimento. La topografía para la modelación consiste de una topografía al detalle del cono de deyección y parte del canal adyacente. El hidrograma líquido calculado por procedimientos hidrológicos normales, es utilizado en la modelación de flujos hiperconcentrados. Finalmente los parámetros reológicos (viscosidad y esfuerzo de cedencia) son estimados de manera indirecta, comparando muestras de la quebrada con muestras tipo.

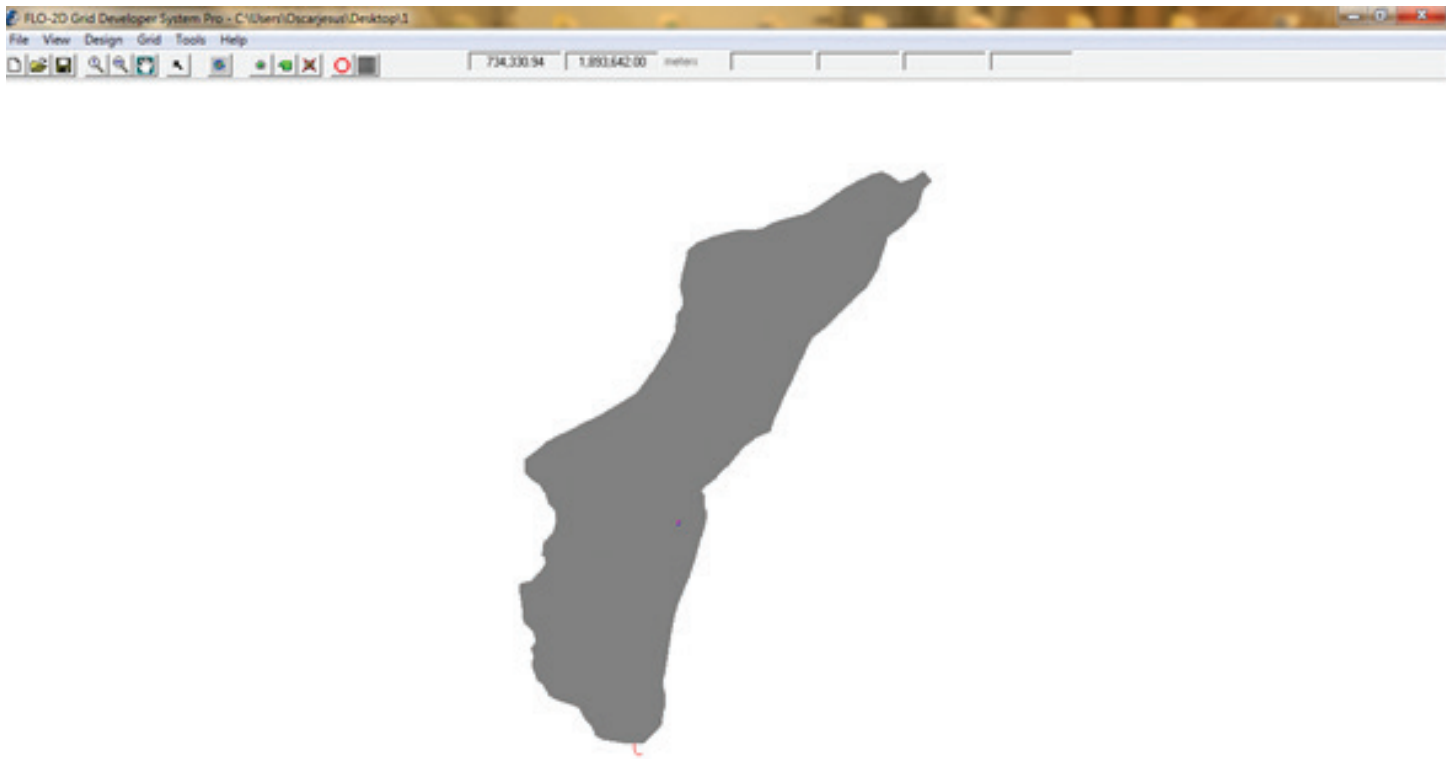


Figura 52. Interfaz del programa FLO-2D

Este es un modelo de conservación de volumen, que transporta el volumen de inundación a través de celdas en el caso de flujo superficial o por medio de segmentos de corriente por la ruta que sigue el canal. El avance de la onda de inundación se controla por medio de la topografía y la resistencia al flujo. La asignación de la ruta que seguirá el flujo es en dos dimensiones y se logra a través de integración numérica de las ecuaciones de movimiento y de conservación de volumen de fluido para una inundación.

Utiliza ecuaciones en un esquema central de diferencias finitas (esquema explícito). Estos modelos realizan cálculos computacionales por lo general de larga duración, cuando se trata de simular canales de secciones transversales muy variables, ríos con alto grado de sinuosidad, elevaciones bruscas o elevaciones de la onda de inundación en tiempos prolongados etc.

Ecuaciones gobernantes

Se usa la ecuación de continuidad y la de cantidad de movimiento.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV}{\partial x} = i \quad (46)$$

$$S_f = S_0 - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V \partial V}{g \partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (47)$$

Donde h es el tirante y V es la velocidad promedio del flujo en una de las ocho direcciones de desplazamiento a x . La intensidad de la lluvia en exceso (i) debe ser diferente a cero en el flujo superficial. El componente de pendiente de fricción (S_f) se basa en la ecuación de Manning. Los otros términos incluyen la pendiente del lecho (S_0), el gradiente de presión y los términos de aceleración local y convectiva. Esta ecuación representa el flujo unidimensional de tirante promedio en el canal.

FLO-2D es un modelo de flujo multidireccional, en el que las ecuaciones de movimiento se aplican mediante el cálculo de la velocidad promedio de flujo a través de una frontera de elemento de malla tomando una dirección a la vez.

Existen ocho direcciones potenciales de flujo, norte, sur, este y oeste, y las cuatro direcciones diagonales (Figura 2.3). Cada cálculo de velocidad es esencialmente unidimensional en la naturaleza y se resuelve en forma independiente de las otras siete. La estabilidad de este esquema numérico explícito se basa en un estricto criterio de control del tamaño de la variable llamada intervalo de tiempo. En el modelo FLO-2D sólo se aplica la ecuación de onda dinámica completa.

Discretización de superficie de flujo en FLO-2D

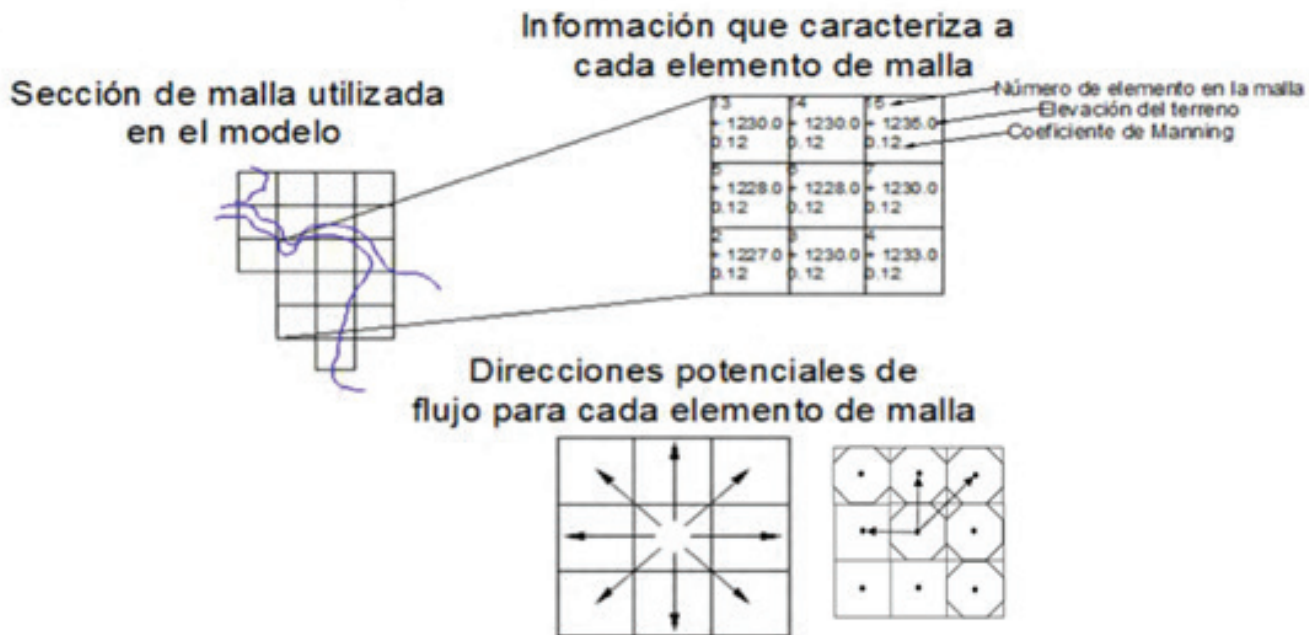


Figura 53. Discretización en el modelo FLO-2D, fuente: FLO-2D (2009)

9.4. XPSWMM

Es un completo paquete de software para la modelización dinámica de las aguas pluviales, sistemas sanitarios o cambiando, y los sistemas fluviales. Es utilizado por los científicos, ingenieros y gerentes, desarrollándose bajo un enfoque de los modelos hidráulicos unidimensional para su análisis y diseño.

Se ha utilizado por más de 25 años, haciéndose uno de los paquetes de simulación más estables y utilizados en el mundo

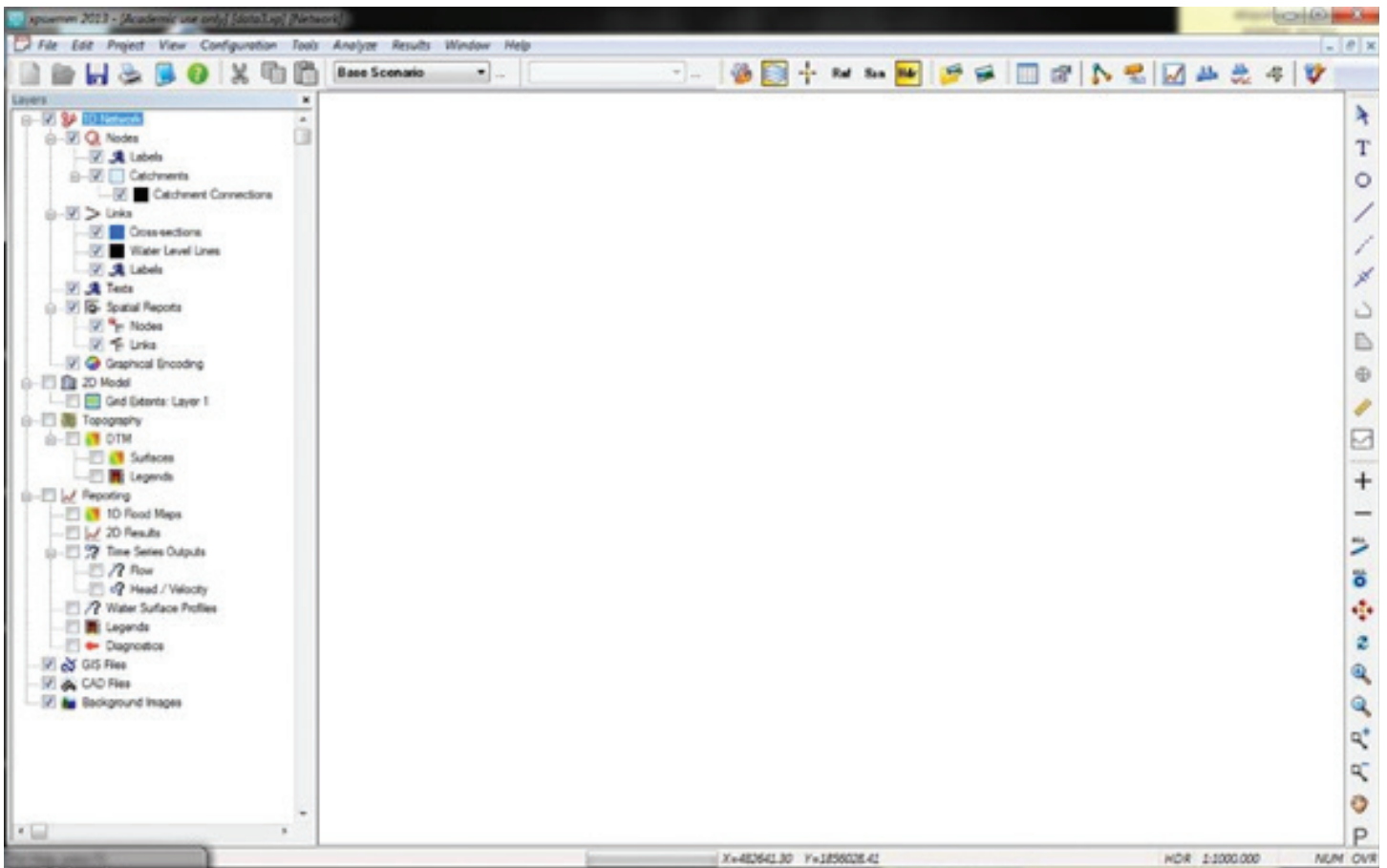


Figura 54. Interfaz del programa XPSwmm

Simula los procesos de precipitación-escorrentía natural y el funcionamiento hidráulico de los sistemas de drenaje utilizados para gestionarse los recursos hídricos. Permite el análisis integrado de flujo y transporte de contaminantes en los sistemas naturales, incluyendo estanques, ríos, lagos, llanuras de inundación por tierra y la interacción con las aguas subterráneas y de ingeniería.

9.5. PCSWMM

Es una herramienta informática enfocada a la revisión y diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, el Program Computer Storm Water Management Model (PCSWMM). Desarrollado por Computational Hydraulics International, de Ontario, Canadá. Integra el concepto dinámico del modelo unidimensional y su enfoque principal es entorno a la superficie de flujos en dos dimensiones, usa las ecuaciones convencionales de Saint Venant para fluidos homogéneos, ecuación de continuidad y ecuación de conservación.

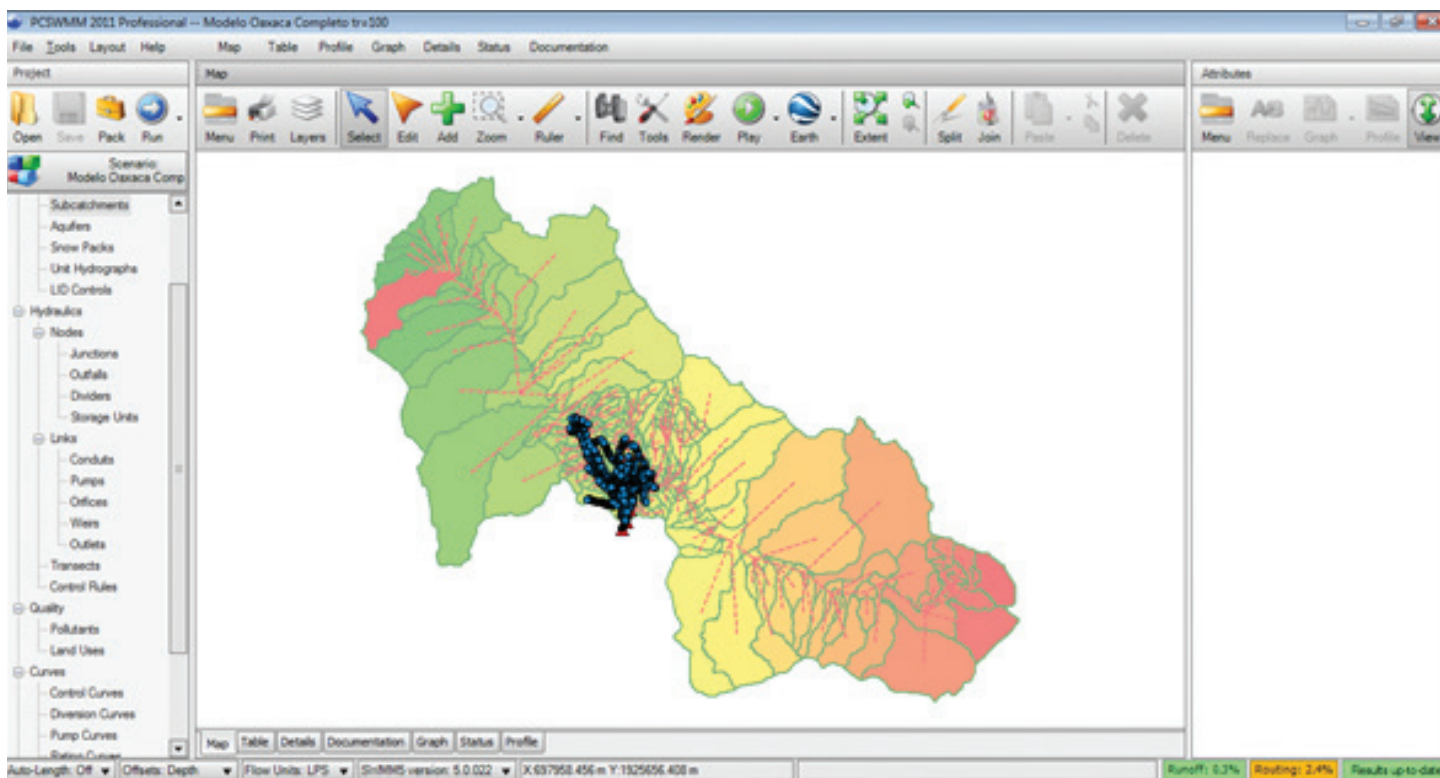


Figura 55, Interfaz del programa PCSWMM

Para la opción bidimensional el programa discretiza el dominio en diferentes representaciones de la malla (cuadrada, hexagonal o variable), y asigna una elevación media del nivel del terreno dentro de cada celda. Trabaja con la solución de la onda dinámica, su uso es conservador ya que aminora o ignora los términos inerciales.

Recomendaciones

El tiempo de modelación depende de la resolución de la malla bidimensional, eligiendo el tamaño de acuerdo al problema que se quiera resolver, se sugiere un número de celdas máximo de 100 000 y el tamaño mínimo recomendable es de 3 metros. Se pueden tener múltiples criterios de definición, algunos ya preestablecidos, en su caso de no estarlo, esto pueden ser agregados.

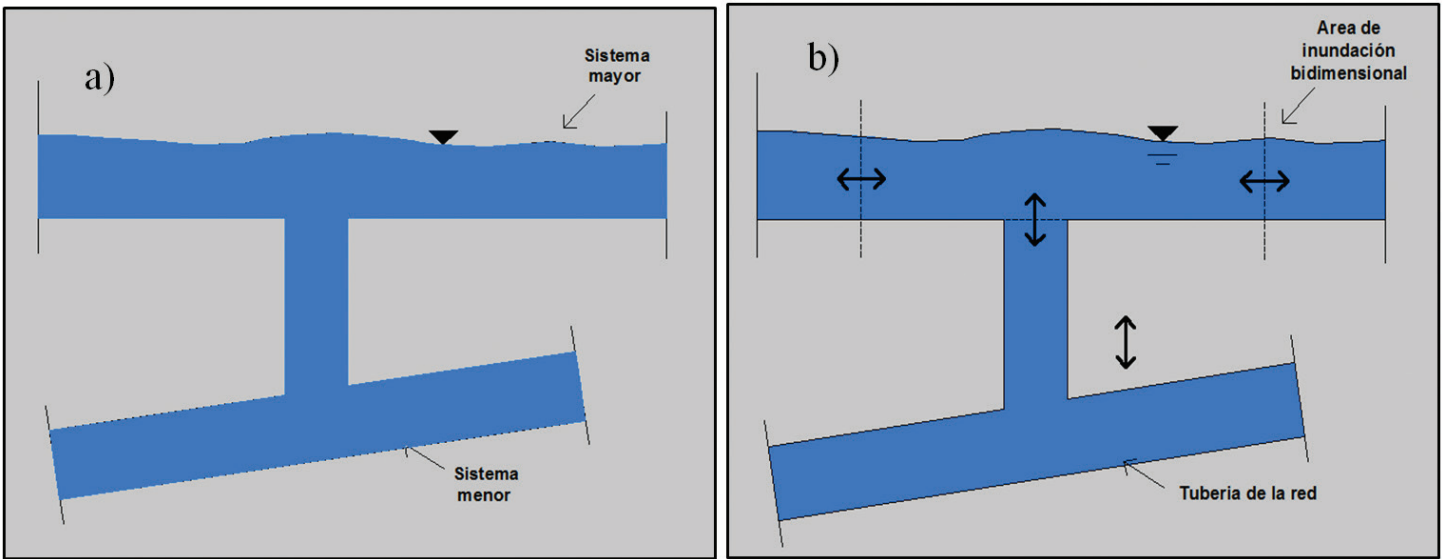


Figura 56, Sistema de drenaje dual (dual drainage) a) y el comportamiento del sistema ante una inundación b)

REFERENCIAS

Agyei, F., Mahmood, K., Haque, M. (1981). Urban Catchment Models “Brief Examination.” Washington, DC.

Alcocer, V. H. (n.d.). “Construcción de mapas de riesgo de inundación en ríos de la zona del Sonocusco.”

Aldrighetti, E. (2007). “Computational hydraulic techniques for the Saint Venant Equations in arbitrarily shaped geometry.” Università degli Studi di Trento.

Álvarez, J. A., and Celedón, E. A. (2012). “Evaluación de las capacidades hidráulicas y de retención de contaminantes de un modelo de trinchera de retención construida con una canastilla en residas de Polipropileno (Aquacell) acoplada con capa filtrante en geotextil y grava utilizada como component.” Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

Aparicio, F. J. (2011). Fundamentos de hidrología de superficie. Limusa, México.

Aronica, G., Freni, G., and Oliveri, E. (2005). “Uncertainty analysis of the influence of rainfall time resolution in the modelling of urban drainage systems.” Hydrological Processes, 19(5), 1055–1071.

Bertoni, J. C. (2007). “Urban flood in the new climate context: some cases in Latin America.” II Regional Conference on Global Change: South America, 283.

Bertoni, J. C. (2013). “Elaboración de cartografía de riesgos de origen hídrico, adaptados a LAC.” III Reunión del Grupo de Aguas Urbanas para América Latina y el Caribe, UNESCO, Buenos Aires.

Bravo, C. (2010). Reseña del huracán “Frank” del Océano Pacífico. 1–8.

Brunner, G. (2010). “HEC-RAS River Analysis System User’ s Manual.”

Campos, D. (2010). Introducción a la hidrología urbana. Universidad Autónoma de San Luis Potosí, San Luis Potosí, México.

Campos, D. (2012). “Corrección de registros de crecientes por urbanización, mediante factores de ajuste y modelación hidrológica.” XII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, México.

CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres (2001). Diagnóstico de Peligros e identificación de Peligros en México, Secretaría de Gobernación, México.

Cengel, Y. A., and Cimbala, John, M. (2004). Fluid Mechanics: Fundamentals and Applications. McGraw-Hill, New

York.

Chow, V., Maidment, D., and Mays, L. (1988) Applied Hidrology. Chapter 13: Hydrologic Design. McGraw-Hill.

Chow, V. Te. (1994). Hidráulica de canales abiertos. McGraw-Hill, Bogotá, Colombia.

Comisión Nacional del Agua CONAGUA (2007). Manual de Agua Potable y Alcantarillado. Alcantarillado Pluvial. Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas. México, DF.

Comsol AB. (2008). Comsol Multiphysics User Guide. COMSOL AB, Comsol AB.

Cotler, H., Mazari, M., de Anda, J. (2006). Atlas de la Cuenca Lerma-Chapala.

CNT. (2010). "The Value of Green Infrastructure." Chicago, IL, <http://www.allianceforwaterefficiency.org/uploadedFiles/Resource_Center/Library/Green_building/CNT-AmR-The-Value-of-Green-Infrastructure-2010.pdf>.

Da Silva, P., Costa, W., and Hidalgo, L. (2005). "A contribution to understanding the regional impacts of global change in South America." II Regional Conference on Global Change: South America, Sao Paulo, Brasil.

Davis, D. (1974). Storm Drainage and Urban Flood Control Planning. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California. EUA.

Delleur, J. W. (1982). "Introduction to urban hydrology and stormwater management." Urban Stormwater Hydrology, Wiley Online Library, 1–34.

Delleur, J. W. (2003). "The evolution of urban hydrology: past, present, and future." Journal of hydraulic engineering, American Society of Civil Engineers, 129(8), 563–573.

Díez-Herrero, A., Laín-Huerta, L., and Llorente-Isidro, M. (2008). Mapas de peligrosidad por avenidas e inundaciones Guía metodológica para su elaboración. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, España.

EM-DAT (2011) International Disaster Database (Center for Research on the Epidemiology of Disasters-CRED), recuperado el 10 de mayo del 2011 de www.emdat.be

FEMA. (2009). Federal Emergency Management Agency. Recuperado el 2010 de Abril de 01, de Federal Emergency Management Agency: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=3587>

Fluent Inc. (2010). Ansys Fluent Release 13.0 User Guide. Canonsburg, PA, Fluent Inc., Canonsburg, PA.

Gordon, E., Hays, J., Pollack, E., Sanchez, D., and Walsh, J. (2011). "Water Works: Rebuilding Infrastructure, Creating Jobs, Greening the Environment." Economic Policy Institute.

Griffiths, J., and Lambert, R. (2013). Free flow: Reaching Water Security through Cooperation. UNESCO.

- Haidar, J. (2007). “La inundación en la ciudad de Santa Fe entre abril y mayo de 2003: un análisis de políticas públicas.” Pampa: Revista Interuniversitaria de Estudios Territoriales, Ediciones UNL, (3), 197–217.
- Han, J., Rao, A., and Houck, M. (1980). Least cost design of urban drainage systems. West Lafayette, Indiana, EUA.
- INEGI. (2010). Volúmen y crecimiento. Densidad de población por entidad federativa.
- Jha, A., Lamond, J., Bloch, R., Bhattacharya, N., Lopez, A., Papachristodolou, N., and Bird, A. (2011). Five feet high and rising: cities and flooding in the 21st century. The World Bank, Washington DC.
- Kibler, D. (1982). “DeskTop Methods for Urban Stormwater Calculation.” Urban stormwater hydrology, 7.
- Leopold, L. (1968). Hydrology for urban land planning: A guidebook on the hydrologic effects of urban land use.
- Llaguno, O. (2014). “Generación de mapas de riesgo considerando la topografía urbana, aplicado a la ciudad de Oaxaca de Juárez, Oaxaca.” Universidad Nacional Autónoma de México.
- Loat, R., and Petrascheck, A. (1997). “Danger naturels: recommandation: Prise en compte des dangers dus aux crues dans le cadre des activités de l’aménagement du territoire.” Bienne, OFEG, OFAT, OFEFP. Definitions/Glossary.
- López, R. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. (Escuela Colombiana de Ingeniería., ed.), Bogotá, Colombia.
- López-Orozco, J. (2013). “Manejo integral del agua pluvial en Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.” Universidad Nacional Autónoma de México.
- Mas, J., Velázquez, A., and Couturier, S. (2009). “La evaluación de los cambios de cobertura/uso del suelo en la República Mexicana.” Investigación ambiental, 1(1), 23–39.
- Mays, L. W. (1999). Hydraulic Design Handbook: Larry W. Mays, Editor-in-chief. McGraw-Hill.
- Moody, L. F. (1944). “Friction factors for pipe flow.” Trans. ASME, 66(8), 671–684.
- Nanía-Escobar, L. S. (1999). “Metodología numérico-experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles.” Universitat Politècnica de Catalunya.
- Nanía-Escobar, L. S., Gómez-Valentín, M., and Dolz-Ripollés, J. (2006). “Análisis de la peligrosidad de la escorrentía pluvial en zona urbana utilizando un enfoque numérico-experimental.” Ingeniería Hidráulica en México, 21(2), 5–15.
- O’Brien, J. (2001). FLO-2D user manual. Nutrioso Arizona, Nutrioso Arizona.
- OpenCFD. (2011). OpenFOAM user guide. OpenFOAM Foundation, OpenCFD Limited, Berkshire, UK.
- Peñaloza, X. (2009). “Determinación de los parámetros del modelo de infiltración de horton a partir de una equivalen-

cia funcional con el modelo de Green y Ampt.” Universidad Nacional Autónoma de México.

Penman, H. (1948). “Natural evaporation from open water, bare soil and grass.” P.R.S., 193, 120.

Riccardi, A. (1997). “Elaboración de mapas de riesgo de inundación por medio de la modelación matemática hidrodinámica.” Ingeniería del agua, 1997, vol. 4, núm. 3, 4(septiembre).

Rodríguez J., Maldonado S., Albornoz P., Alcocer-Yamanaka V y otros (2012). Programa para el manejo del agua pluvial de la ciudad de Chetumal, Quintana roo., clave interna IMTA: HC1235.3,

Rodríguez, H. G. (2013). “Inundaciones en zonas urbanas. Medidas preventivas y correctivas, acciones estructurales y no estructurales.” Universidad Nacional Autónoma de México.

Salas, M. (2011). Metodología para la creación de mapas de riesgo por inundaciones urbanas. Series: Atlas Nacional de Riesgos, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F.

Sarikelle, S. (1977). Development of computer program for linearized subhydrographs method for urban runoff determination. Columbus, OH, EUA.

SEMARNAT (Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales). (2006). Atlas de la cuenca Lerma-Chapala. Construyendo una visión conjunta. Edit. Ávalos, H., Hiriart, M., y de Anda, José. <http://www2.inecc.gob.mx/emapas/download/lch_ciclo_hidrologico.pdf>

SEMARNAT (Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales). (2013). “Vegetación y uso del suelo.” <http://app1.semarnat.gob.mx/dgeia/informe_resumen/pdf/2_info_resumen.pdf>.

Swamee, P. K., and Jain, A. K. (1976). “Explicit equations for pipe-flow problems.” Journal of the hydraulics division, ASCE, 102(5), 657–664.

Thomas, P., Associates, W., and Wulliman, J. (2005). “Learning from Nature : Reducing Urban Stormwater Impacts.”

Toombes, L., and Chanson, H. (2011). “Numerical limitations of hydraulic models.” 10th Hydraulics Conference, Brisbane, Australia, 2322–2329.

Tucci, C. (2007). Urban Flood Management. World Meteorological Organization.

Tucci, C. (2003). “Flood flow forecasting.” Bulletin of the World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland: The Organization, 1990-, 52(1), 46–52.

Urbonas, B. R., and Doerfer, J. T. (2005). “Stream Protection in Urban Watersheds Through Master Planning.” 51(2).

USDOT. (2009). Urban Drainage Design Manual. United States Department of Transportation, National Highway Institute, Springfield, VA, USA.

Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM (2012), El problema de las inundaciones en Tabasco, Repositorio Digital de la Facultad de Ingeniería, Ciudad de México, México.

United States Department of Transportation (USDOT). (2009). Urban Drainage Design Manual. United States Department of Transportation, National Highway Institute, Springfield, VA, USA.

Vicuña, S., Gironás, J., Meza, F. J., Cruzat, M. L., Jelinek, M., Bustos, E., Poblete, D., and Nicolas Bambach. (2013). “Exploring possible connections between hydrological extreme events and climate change in central south Chile.” *Hydrological Sciences Journal*, Taylor & Francis, 58(8), 1598–1619.

Walsh, C., Roy, A., and Feminella, J. (2009). “The urban stream syndrome: current knowledge and the search for a cure.” *J. N. Am. Benthol. Soc*, 24(3), 706–723.



EL AGUA NOS UNE
CUIDARLA ES UN COMPROMISO DE TODOS

www.semarnat.gob.mx
www.imta.gob.mx