

Universidad Nacional Experimental
de los Llanos Occidentales
“EZEQUIEL ZAMORA”



LA UNIVERSIDAD QUE SIEMBRA

VICERRECTORADO
DE INFRAESTRUCTURA Y PROCESOS INDUSTRIALES
ESTADO COJEDES

COORDINACIÓN
ÁREA DE POSTGRADO

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA HIDROLÓGICA DEL RÍO
TINAQUILLO EN EL PUENTE LOS APAMATES, MUNICIPIO
TINAQUILLO, ESTADO COJEDES**

Autor: Karina Coello
Tutor: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

SAN CARLOS, MAYO DE 2018

Universidad Nacional Experimental
de los Llanos Occidentales
“EZEQUIEL ZAMORA”



La Universidad que siembra

Vicerrectorado de Infraestructura
y Procesos Industriales
Coordinación de Área de Postgrado
Postgrado en Ingeniería Ambiental

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA HIDROLÓGICA DEL RÍO
TINAQUILLO EN EL PUENTE LOS APAMATES, MUNICIPIO
TINAQUILLO, ESTADO COJEDES**

Requisito parcial para optar al grado de

Magister Scientiarum

AUTOR: Karina Coello

C.I. N° V- 17889730

TUTOR: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

SAN CARLOS, MAYO DE 2018

APROBACIÓN DEL TUTOR

Yo, Luis Henríquez Rumbo Mendoza, titular de la Cédula de Identidad N° V-10.323.199, en mi carácter de tutor del Trabajo de Grado titulado **EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA HIDROLÓGICA DEL RÍO TINAQUILLO EN EL PUENTE LOS APAMATES, MUNICIPIO TINAQUILLO, ESTADO COJEDES**, presentado por Karina Coello, titular de la Cédula de Identidad N° V-17889730, como requisito para optar al título de *Magister Scientiarum* en Ingeniería Ambiental por la Universidad Nacional Experimental de los Llanos Ezequiel Zamora (UNELLEZ), por medio del presente certifico que he leído el Trabajo y considero que reúne las condiciones necesarias para ser defendido y evaluado por el jurado examinador que se designe.

En la ciudad de San Carlos, estado Cojedes, a los veintinueve días del mes de mayo de dos mil dieciocho.

Mag. Luis Henríquez Rumbo Mendoza
CI N° V- 10.323.199
TUTOR

AGRADECIMIENTO

A Dios nuestro señor por la oportunidad que he tenido de aprender, mejorar y de crecer junto a personas tan especiales para mí, y que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio. Por darme la oportunidad de vivir, por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres con todo mi cariño y mi amor, ya que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, por su valioso apoyo en todo momento desde el inicio de mis estudios de maestría. A ustedes por siempre mi corazón y mi agradecimiento.

A mi Profesor Guía y Tutor; MSc. Luis Rumbo, por su amistad, paciencia y su constante apoyo durante el desarrollo de este trabajo de grado.

De igual forma deseo expresar mi agradecimiento a la UNELLEZ (pregrado y postgrado), por darme la oportunidad de realizar los estudios de Maestría, y contar con su apoyo en todo momento.

A los profesores de Postgrado, y compañeros de trabajo, por sus aportes académicos y amistosos; a todo lo largo de ésta Maestría; amigos por siempre.

A todos ellos gracias. Con mucho cariño, humildemente

Karina Coello

INDICE	Pág.
LISTA DE TABLAS y FIGURAS	ix
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I	3
EL PROBLEMA	3
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.2. IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN	5
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	6
1.3.1. Objetivo general	6
1.3.2. Objetivos específicos	7
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
2.1. Antecedentes de la investigación	8
2.1.1. A nivel internacional	8
2.1.2. A nivel nacional	13
2.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	16
2.2.1. Calculo de perfiles hidráulico en cauces	16
2.2.2. Estimación del perfil hidráulico a través del método del paso estándar	17
2.2.3. Generalidades sobre los modelos hidrológicos e hidráulicos	18
2.2.4. Estimación de los gastos picos	19
CAPÍTULO III	26
MARCO METODOLÓGICO	26
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	26
3.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN	26
3.3. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	26
3.4. UNIDAD DE ESTUDIO	26
3.5. FASES DE LA INVESTIGACIÓN	27
3.5.1. Fase I, Caracterización de la morfometría e hidrografía en la planicie de	27

inundación	
3.5.2. Fase II, Estimación de las principales características hidrológicas, hidráulicas y sedimentológicas del río Tinaquillo a la altura de los puentes la Avenida y los Apamates	27
3.5.3. Fase III, Cálculo de la magnitud de socavación general y localizada sobre los puentes la Avenida y los Apamates ante diferentes eventos, empleando ecuaciones empíricas	28
3.5.4. Fase III, Análisis la respuesta hidrológica-hidráulica del río Tinaquillo en el puente los Apamates, ante diferentes eventos extraordinarios	31
CAPÍTULO IV	32
DESCRIPCIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	32
4.1. CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LA UNIDAD HIDROLÓGICA	32
4.1.1. Descripción hidrográfica de la unidad hidrológica	32
4.1.2. Principales propiedades de superficie y relieve de la unidad hidrológica	33
4.1.3. Tiempo de concentración y retardo en los puntos de interés hidrológico	34
4.1.4. Número de Curvas de escorrentía ponderado de la unidad hidrológica	35
4.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LAS TORMENTAS	38
4.1.3. Parámetros hidráulicos considerados en la modelación del puente Los Colorados	32
4.2.1. Generalidades sobre la precipitación en la unidad hidrológica	38
4.2.2. Modelo de Intensidad-Duración-Frecuencia (Modelo IDF)	39
4.2.2.1. Información base	39
4.2.2.2. Análisis de la información	39
4.2.2.3. Curvas de IDF estimadas	40
4.2.3. Hietogramas de tormentas sintéticas	42
4.3. MODELACIÓN HIDROLÓGICA DEL RÍO TINAQUILLO	45
4.3.1. Flujo base	45
4.3.2. Pérdidas por evapotranspiración	46
4.3.3. Discretización de la unidad hidrológica para la modelización	46
4.3.4. Parámetros hidrológicos de las sub-cuencas modeladas	48

4.3.5. Configuración de los elementos hidrológicos para la modelización	49
4.3.6. Resultados del modelado de la unidad hidrológica con HEC-HMS	51
4.4. MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO TINAQUILLO	52
4.4.1. Metodología de trabajo	53
4.4.2. Puente La Avenida	53
4.4.2.1.- Consideraciones hidráulicas tomadas en cuenta para la modelización	56
4.4.2.1.1.-Régimen de flujo y pendiente del lecho	56
4.4.2.1.2.-Granulometría del material y coeficiente de rugosidad de Manning	56
4.4.2.1.3. Coeficientes de expansión y contracción en secciones de control	58
4.4.2.1.4. Parámetros hidráulicos del puente La Avenida	59
4.4.2.1.5. Condiciones de contorno	60
4.4.2.1.6. Gastos pico del río Tinaquillo transitados	61
4.4.3. Respuesta hidráulica del río Tinaquillo en el puente La Avenida	61
4.4.4. Puente Los Apamates	71
4.4.4.1. Consideraciones hidráulicas tomadas en cuenta para la modelización	72
4.4.4.1.1. Régimen de flujo y pendiente del lecho	72
4.4.4.1.2. Granulometría del material y coeficiente de rugosidad de Manning	73
4.4.4.1.3. Coeficientes de expansión y contracción en secciones de control	74
4.4.4.1.4. Parámetros hidráulicos del puente Los Apamates	74
4.4.4.1.5. Condiciones de contorno	75
4.4.4.1.6. Gastos pico del río Tinaquillo transitados	75
4.4.5. Respuesta hidráulica del río Tinaquillo en el puente Los Apamates	77
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN	88
CONCLUSIONES	88
RECOMENDACIÓN	89
REFERENCIAS	90
ANEXOS	94

LISTA DE TABLAS y FIGURAS

TABLAS	Pág
1. Valores del coeficiente Kf del método de Froehlich	23
2. Morfometría de la unidad hidrológica hasta Puente La Avenida	33
3. Morfometría de la unidad hidrológica hasta Puente Los Apamates	34
4. Características de la cobertura del suelo hasta Puente La Avenida	37
5. Características de la cobertura del suelo hasta Puente Los Apamates	37
6. Intensidad de las tormentas locales en la estación pluviométrica Cachinche para diferentes períodos de retorno y duraciones	41
7. Lámina total precipitada en los eventos de tormentas sintéticos	43
8. Evaporación de tina promedio en la estación Cachinche	46
9. Parámetros de las subcuencas que conforman la unidad hidrológica	48
10. Caudales picos estimados en los puentes La Avenida y Los Apamates	51
11. Thalweg del río Tinaquillo en el subtramo del Puente La Avenida	54
12. Granulometría de una muestra compuesta del material sobre el lecho del río Tinaquillo entre los puentes La Avenida y Los Apamates	57
13. Diámetros característicos identificados en un muestra compuesta del material sobre el lecho del río Tinaquillo entre los puentes La Avenida y Los Apamates	58
14. Coeficientes de Manning empleados en la modelización del subtramo del río Tinaquillo a la altura del puente La Avenida	58
15. Parámetros hidráulicos empleados en el puente La Avenida	60
16. Pendiente del lecho en los extremos del subtramo puente La Avenida	61
17. Parámetros hidráulicos en el Puente La Avenida en el Q50 (parte I)	63
18. Parámetros hidráulicos en el Puente La Avenida en el Q50 (parte II)	64
19. Parámetros asociados a la socavación en el puente para el Q50	64
20. Parámetros hidráulicos en el Puente La Avenida en el Q75 (parte I)	65
21. Parámetros hidráulicos en el Puente La Avenida en el Q75 (parte II)	66
22. Parámetros asociados a la socavación en el puente para el Q75	67
23. Parámetros hidráulicos en el Puente La Avenida en el Q100 (parte I)	68
24. Parámetros hidráulicos en el Puente La Avenida en el Q100 (parte II)	69
25. Parámetros asociados a la socavación en el puente para el Q100	70
26. Thalweg del río Tinaquillo en el subtramo del Puente Los Apamates	71
27. Coeficientes de Manning empleados en la modelización del subtramo del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates	73

28. Parámetros hidráulicos empleados en el puente Los Apamates	76
29. Pendiente del lecho en los extremos del subtramo puente Los Apamates	76
30. Parámetros hidráulicos en el Puente Los Apamates en el Q50 (parte I)	78
31. Parámetros hidráulicos en el Puente Los Apamates en el Q50 (parte II)	79
32. Parámetros asociados a la socavación en los estribos para el Q50	80
33. Parámetros asociados a la socavación en las pilas para el Q50	80
34. Parámetros asociados a la socavación por contracción para el Q50	80
35. Parámetros asociados a la socavación global para el Q50	81
36. Parámetros hidráulicos en el Puente Los Apamates en el Q75 (parte I)	81
37. Parámetros hidráulicos en el Puente Los Apamates en el Q50 (parte II)	82
38. Parámetros asociados a la socavación en los estribos para el Q75	83
39. Parámetros asociados a la socavación en las pilas para el Q75	83
40. Parámetros asociados a la socavación por contracción para el Q75	83
41. Parámetros asociados a la socavación global para el Q75	84
42. Parámetros hidráulicos en el Puente Los Apamates en el Q100 (parte I)	84
43. Parámetros hidráulicos en el Puente Los Apamates en el Q100 (parte II)	85
44. Parámetros asociados a la socavación en los estribos para el Q100	86
45. Parámetros asociados a la socavación en las pilas para el Q100	86
46. Parámetros asociados a la socavación por contracción para el Q100	86
47. Parámetros asociados a la socavación global para el Q100	87

FIGURAS

	Pág
1. Representación esquemática de la carga total de sedimento en un cauce aluvial	21
2. Modelo físico de socavación en un estribo	23
3. Cálculo del parámetro L en el método de Método de Froehlich	24
4. Formas comunes de estribos consideradas en el método de Froehlich	25
5. Cálculo del parámetro L del Método de Froehlich cuando el puente es perpendicular al flujo	25
6. Cobertura porcentual del suelo hasta Puente La Avenida el 22-01-2003	37
7. Cobertura porcentual del suelo hasta Puente Los Apamates el 22-01-2003	38
8. Hietograma en la estación Tinaquillo. Periodo: 1951-2004	39
9. Relación entre los valores estimados por el modelo IDF y los valores observados	41
10. Algunas curvas IDF estimadas en la estación Cachinche	42
11. Hietograma sintético para estación Cachinche. Tr = 50 años	44
12. Hietograma sintético para estación Cachinche. Tr = 75 años	44
13. Hietograma sintético para estación Cachinche. Tr = 100 años	45
14. Sistema hidrográfico del río Tinaquillo hasta el Puente Los Apamates	47
15. Función de derivación-transito que recrea los desbordes en los colectores UH-1 y UH-2	50
16. Configuración bajo ambiente HEC-HMS usada en la modelización hidrológica	50
17. Hidrograma de creciente en el PIH1 y PIH2. Tr = 50 años	51

18. Hidrograma de creciente en el PIH1 y PIH2. Tr = 75 años	52
19. Hidrograma de creciente en el PIH1 y PIH2. Tr = 100 años	52
20. Planta del subtramo del Puente La Avenida	55
21. Perfil estimado del thalweg en el subtramo del Puente La Avenida	56
22. Composición granulométrica del material de fondo del río Tinaquillo entre los puentes La Avenida y Los Apamates	57
23. Puente La Avenida visto desde el canal en sentido aguas abajo	59
24. Vista del Puente La Avenida debajo del tablero	59
25. Secciones de control modeladas en el subtramo del Puente La Avenida	62
26. Planta del subtramo del Puente Los Apamates	72
27. Perfil estimado del thalweg en el subtramo del Puente Los Apamates	73
28. Puente Los Apamates visto desde el canal en sentido aguas abajo	74
29. Vista del Puente Los Apamates debajo del tablero	75
30. Secciones de control modeladas en el subtramo del Puente Los Apamates	77

UNIVERSIDAD NACIONAL EXPERIMENTAL
DE LOS LLANOS OCCIDENTALES EZEQUIEL ZAMORA
VICERRECTORADO DE INFRAESTRUCTURA Y PROCESOS INDUSTRIALES
ÁREA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERIA AMBIENTAL

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA HIDROLÓGICA DEL RÍO
TINAQUILLO EN EL PUENTE LOS APAMATES, MUNICIPIO
TINAQUILLO, ESTADO COJEDES**

AUTOR: Karina Coello

TUTOR: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

AÑO: 2018

RESUMEN

Se evaluó la respuesta hidrológica-hidráulica del río Tinaquillo en el puente los Apamates. No se realizó validación ni calibración de las ecuaciones empleadas. Los principales resultados que se reportan son: El río Tinaquillo es un cauce permanente cuyo canal principal fluye desde la Fila Naranjal (límite geográfico Cojedes-Carabobo) en sentido noreste – suroeste hasta el sector Pueblo Nuevo. Luego, cambia su sentido desde el noroeste al sureste entre Pueblo Nuevo y el Puente La Avenida, finalmente fluye en sentido noreste-suroeste entre los puentes La Avenida y Los Apamates. Desde el punto de vista hidrográfico, la cuenca del río Tinaquillo es una cuenca aportante a la cuenca del río Tamanaco. Entre otros datos de interés se tienen: área drenada 104.15 km², el nivel de cobertura vegetal está sobre el 55 % (para febrero 2017), el tiempo de concentración en el PIH es de 270.64 minutos, la longitud de cauce principal es de 26.70 km, la pendiente media del cauce principal es de 1.24 % y el ancho del fondo del cauce principal es de 25 m. Con respecto a la respuesta hidrológica-hidráulica se tiene que los gastos picos máximos en el PIH (aguas abajo del Puente Los Apamates) son: 75.8, 111.4, 157.6, 192.1 y 242.7 m³/s para periodos de retornos iguales a 2.33, 5, 10, 15 y 25 años respectivamente.

Palabras clave: *caudal pico, respuesta hidrológica-hidráulica, río Tinaquillo.*

UNIVERSIDAD NACIONAL EXPERIMENTAL
DE LOS LLANOS OCCIDENTALES EZEQUIEL ZAMORA
VICERRECTORADO DE INFRAESTRUCTURA Y PROCESOS INDUSTRIALES
ÁREA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERIA AMBIENTAL

**EVALUATION OF THE HYDROLOGICAL RESPONSE OF THE
TINAQUILLO RIVER IN THE LOS APAMATES BRIDGE, TINAQUILLO
MUNICIPALITY, COJEDES STATE**

AUTOR: Karina Coello

TUTOR: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

AÑO: 2018

ABSTRACT

The hydrological-hydraulic response of the Tinaquillo River on the Apamates bridge was evaluated. There was no validation or calibration of the equations used. The main results reported are: The Tinaquillo River is a permanent channel whose main channel flows from the Naranjal Row (geographic limit Cojedes-Carabobo) in northeast - southwest direction to the Pueblo Nuevo sector. Then, it changes its direction from northwest to southeast between Pueblo Nuevo and Puente La Avenida, finally flows northeast-southwest between the bridges La Avenida and Los Apamates. From the hydrographic point of view, the Tinaquillo river basin is a basin contributing to the Tamanaco river basin. Other data of interest are: area drained 104.15 km², plant cover level is over 55% (for February 2017), the concentration time in the PIH is 270.64 minutes, the length of main channel is 26.70 km, the average slope of the main channel is 1.24% and the width of the bottom of the main channel is 25 m. Regarding the hydrological-hydraulic response, the maximum costs in the PIH (downstream of the Los Apamates Bridge) are: 75.8, 111.4, 157.6, 192.1 and 242.7 m³ / s for return periods equal to 2.33, 5, 10, 15 and 25 years respectively.

Key words: *peak flow, hydrological-hydraulic response, Tinaquillo river.*

INTRODUCCIÓN

Las catástrofes naturales a nivel mundial cada vez son más devastadoras, ocasionando innumerables pérdidas de orden económico y social, e incluso vidas. En este sentido, las inundaciones producto de los desbordamientos de ríos y quebradas representan un renglón importante dentro de los llamados desastres naturales, siendo su manejo poco adecuado cada vez que se presentan en diferentes latitudes (CEPAL, 1994).

Nuestro territorio no escapa a toda esta realidad, según reporta la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL, *op. cit*), al respecto esta comisión señala que Venezuela está sufriendo un estado de alerta de vulnerabilidad y riesgo ante desastres naturales, donde la magnitud y severidad de eventos como inundaciones y deslizamientos, ponen en evidencia no sólo la fragilidad ambiental, económica y social de las zonas afectadas; además la magnitud y frecuencia de este tipo de desastres parecería incrementarse año tras año.

La gestión de los riesgos de inundación es un concepto que está evolucionando continuamente en el tiempo, y que aún no es asumido por gran parte de la población y técnicos que trabajan en esta materia. Por ejemplo en Europa, en un principio, lo habitual era ejecutar obras estructurales incluidas en proyectos denominados como “defensa contra inundaciones” o “control de inundaciones”, con un componente estructural muy importante, sin tener en cuenta los posibles efectos ambientales asociados y en los que el principal objetivo era el diseño de encauzamientos para disminuir la zona inundable.

En algunos casos, allí donde era posible, estos encauzamientos se combinaban con la ejecución de embalses para laminar avenidas. Estas actuaciones, en general, han producido beneficios, siendo capaces de mitigar los efectos de las avenidas para períodos de retorno bajos, y siendo incapaces, por la magnitud del encauzamiento necesario, para evitar por completo las inundaciones. Toda esta situación ha venido cambiando al menos en el ámbito europeo, a partir de la década de los 90, se empiezan a oficiar proyectos de gestión de inundaciones, que conjugan las obras anteriores con trabajos de Protección Civil, Sistemas de Previsión de Avenidas y las

primeras normas urbanísticas adaptadas a este tipo de riesgos naturales. A partir de estos momentos, las inundaciones pasan también a ser una labor de planificación de las autoridades de Protección Civil y no solo una labor puramente de ingeniería fluvial.

En Venezuela, al igual que la mayoría de países latinoamericanos, el extraordinario crecimiento demográfico en ciudades a partir de la industrialización, ha generado una rápida expansión de asentamientos humanos al margen de procedimientos regulares de habitabilidad urbana. Un caso emblemático lo representa la cuenca del río Tinaquillo, el cual es un cauce permanente cuyo canal principal fluye desde la Fila Naranjal (límite geográfico Cojedes-Carabobo) en sentido noreste – suroeste hasta el sector Pueblo Nuevo; luego, cambia su sentido desde el noroeste al sureste entre Pueblo Nuevo y el Puente La Avenida, y finalmente fluye en sentido noreste-suroeste entre los puentes La Avenida y Los Apamates; cabe destacar, que en su recorrido se encuentran asentamientos humanos ubicados en zonas de alto riesgo de inundación. Coherente con lo anterior, la situación se complica por el hecho de que en Venezuela existe un manejo de esta situación muy parecido al caso europeo en sus inicios, donde se observa un manejo de estos eventos de una forma muy aislada, se siguen realizando obras de manera simple descuidando las acciones de prevención y gestión del riesgo.

Bajo estas premisas, esta investigación se centra en evaluar la respuesta hidrológica del río Tinaquillo en el puente los Apamates, municipio Tinaquillo, estado Cojedes.

Este documento se estructura de la siguiente manera: el Capítulo 1 se centra en el planteamiento del problema, la justificación y los objetivos de la investigación; el Capítulo 2 trata de los antecedentes de la investigación y los fundamentos teóricos; el Capítulo 3 detalla los aspectos metodológicos; en el Capítulo 4 se describe y discuten brevemente los resultados; por último, se presentan las conclusiones.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las inundaciones en ciudades constituyen un desafío complicado, el cual se ve agrandado por las distintas tendencias de la urbanización y los cambios climáticos que se vienen sucediendo, situación que ha hecho que las causas de las inundaciones estén cambiando y sus impactos se estén acelerando. Este constituye un gran desafío para los tomadores de decisiones en el sentido de hacer mucho más para comprender y manejar mejor y más efectivamente los riesgos actuales y futuros (WORLD BANK-GFDRR, 2012). Eventos de esta naturaleza son un fenómeno global que causa devastación, daños económicos y pérdidas de vidas humanas. Así se tiene que en los últimos cuatro años, han ocurrido inundaciones destructivas a lo largo de la cuenca del río Indo, en Paquistán, en agosto del 2010; en Queensland (Australia), Sudáfrica, Sri Lanka y las Filipinas a fines del 2010 e inicios del 2011; acompañadas por deslizamientos en la región Serrana del Brasil, en enero de 2011; que fueron seguidos por el tsunami, producido como resultado de un terremoto, y que afectó al noreste de la costa japonesa en marzo de 2011; inundaciones a lo largo del río Mississippi en agosto de 2011; en la provincia sureña Sindh, en Pakistán, en septiembre de 2011; y en extensas áreas de Tailandia, incluyendo la ciudad de Bangkok, en octubre y noviembre de 2011 (Íbidem).

Según refiere el citado autor, el número de inundaciones reportadas ha crecido significativamente, en especial en los últimos 20 años. El número de personas afectadas por las inundaciones y las pérdidas financieras, económicas y aseguradas también han experimentado un aumento. Así se tiene que en el año 2010, 178 millones de personas fueron afectadas por inundaciones. Con respecto a las pérdidas totales en años excepcionales, como 1998 y 2010, se tiene que pasaron los 40 mil millones de dólares.

Otro aspecto importante de resaltar es el que tiene que ver con el número de vidas perdidas en relación directa con las inundaciones, realidad que está creciendo más

lentamente, o inclusive decreciendo. Este panorama refleja la exitosa implementación de medidas de manejo del riesgo de inundaciones, ahora bien esta situación puede considerarse alentadora, dado que el número de víctimas mortales todavía es alto en países en desarrollo, donde las inundaciones tienen un impacto desproporcionadamente alto sobre los pobres y aquellos con desventajas sociales, en particular las mujeres y los niños (WORLD BANK-GFDRR, 2012).

Sin duda alguna, el impacto de las inundaciones es muy alto en ambientes rurales como urbanos, y no hay una distinción particular, la afectación de los asentamientos urbanos se observa desde pequeños poblados y pueblos comerciales y centros de servicios de tamaño mediano, por ejemplo a lo largo del río Indo, hasta ciudades más grandes, megaciudades y áreas metropolitanas como Sendai, Brisbane, Nueva York, Karachi y Bangkok, que han sido afectadas recientemente.

En Venezuela, al igual que la mayoría de países latinoamericanos, el extraordinario crecimiento demográfico en ciudades a partir de la industrialización ha forjado una vertiginosa expansión de asentamientos humanos al margen de procedimientos regulares de habitabilidad urbana. Aunado a esta situación, en los últimos años se ha incrementado el impacto de las lluvias torrenciales sobre las cuencas, afectando negativamente los drenajes, canales, quebradas y ríos. El desborde de estas estructuras y elementos naturales, generan daños económicos y en algunos casos, pérdidas humanas. Por otro lado se tiene, que al menos, un centenar de puentes han colapsado como consecuencia de las crecientes de algunos ríos; casi siempre, transportan cuerpos flotantes de gran tamaño que impactan las pilas, estribos y tablero al punto de dejarlos fuera de servicio.

Un caso representativo de este problema, lo representa la cuenca del río Tinaquillo, el cual en numerosas ocasiones ha presentado problemas de desborde en las áreas cercanas al puente los Apamates sobre el mencionado río, afectando a las distintas localidades asentadas en las zonas aledañas al mismo. En el mismo orden de ideas, puede reseñarse de forma preocupante el vacío de información con la cual cuentan las diferentes instituciones que deben hacer frente a las innumerables

situaciones de riesgo que se presentan ante la ocurrencia de eventos hidrológicos extraordinarios.

Todo este panorama muestra que los impactos, tanto actuales como proyectados, imprimen un sentido de urgencia a la necesidad de hacer que el manejo del riesgo de inundaciones en asentamientos rurales y urbanos tenga una alta prioridad en la agenda política y las políticas de estado. En tal sentido, el conocimiento de las causas y efectos de los impactos de las inundaciones y el diseño, la inversión en medidas para minimizar estos impactos y su ejecución deben ser parte integral del pensamiento actual sobre el desarrollo y deben integrarse en las metas más profundas del desarrollo.

En virtud de lo anterior, la presente propuesta pretende evaluar la respuesta hidrológica del río Tinaquillo en el puente Los Apamates, municipio Tinaquillo, estado Cojedes.

Vista la situación problemática se plantean las siguientes interrogantes de investigación: ¿cuáles serán las principales características morfométricas de la cuenca del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates?, ¿cuáles serán las principales características hidrológicas-hidráulicas del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates?, ¿cuál será la respuesta hidrológica-hidráulica del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates?

1.2. IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

El ámbito de la presente investigación está en línea con múltiples aspectos contenidos en ciertos documentos de carácter legal en Venezuela, los cuales justifican su desarrollo: (1) el artículo 127, de la Constitución de la República Bolivariana de Venezuela, indica que “es un deber y un derecho de cada generación proteger y mantener el ambiente, para beneficio de ella misma y de las futuras generaciones”, además, “es deber del Estado proteger los procesos ecológicos”, y “manejar eficientemente los recursos agua y suelo”. La información que se generó en este proyecto resulta valiosa para apoyar la toma de decisiones en materia de gestión ambiental por parte del Ministerio del Poder Popular para Ecosocialismo y Aguas,

seccional Cojedes; (2) el quinto objetivo del Segundo Plan Socialista de Desarrollo Económico y Social de la Nación, 2013-2019, da cuenta de “la necesidad de construir un modelo económico productivo ecosocialista, basado en una relación armónica entre el hombre y la naturaleza, que garantice el uso y aprovechamiento racional y óptimo de los recursos naturales, respetando los procesos y ciclos de la naturaleza”, asimismo “convoca a sumar esfuerzos para el impulso de un movimiento de carácter mundial para contener las causas y revertir los efectos del cambio climático”. La investigación, tuvo por objeto proveer una metódica para afrontar el riesgo de inundación en el sentido de generar información de línea base relacionada con la respuesta hidrológica en estructuras civiles (puentes), inducido por los manejos inadecuados en la cuenca. La metódica que se aplicó en este estudio, puede ser replicada en otras zonas del estado Cojedes donde se presuman los mismos problemas; (3) el Ministerio del Poder Popular para la Educación Universitaria, Ciencia y Tecnología, considera relevante el área de Ambiente, en especial, si ésta se vincula estrechamente al componente social. Nótese que este proyecto de investigación promueve indirectamente una vinculación social significativa entre la Universidad Nacional Experimental de los Llanos Occidentales “Ezequiel Zamora” y las comunidades localizadas en la zona de estudio, pues se está haciendo frente a un problema inherente al área de gestión ambiental, que como se vio en el planteamiento del problema, puede causar impactos socioeconómicos y ambientales de importancia.

Por último, en el aspecto técnico la investigación se planteó la implementación de tecnologías novedosas, que tienen que ver con el uso de sensores remotos para la obtención de datos de interés (imágenes de satélites) complementados con el uso de software de simulación hidrológica-hidráulica.

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Objetivo general

Evaluar la respuesta hidrológica del río Tinaquillo en el puente Los Apamates, municipio Tinaquillo, estado Cojedes.

1.3.2. Objetivos específicos

Caracterizar la morfometría de la planicie de desborde del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates, a los fines de generar información básica para los análisis hidrológicos e hidráulicos.

Estimar las principales características hidrológicas-hidráulicas del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates.

Analizar la respuesta hidrológica del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates, ante diferentes eventos extraordinarios.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. A nivel internacional

En lo sucesivo, se presentan algunos trabajos publicados en el ámbito internacional que tienen relación con el interés de investigación del presente trabajo y que constituyen un aporte significativo al logro de los objetivos que se plantearon.

Domínguez y Carvajal (2015), en su trabajo de investigación presentan una comparación de diversas metodologías para estimación de socavación en varios puentes de la provincia de Esmeraldas, se buscó analizar diversas teorías y metodologías utilizadas para la estimación de la socavación general y local, de ciertos ríos ubicados en la costa ecuatoriana, específicamente en la provincia de Esmeraldas.

Se usaron modelos matemáticos empíricos y modelos computacionales, con el fin de comparar los resultados obtenidos, analizarlos y concluir de éstos, cual es la metodología que mejor se adapta a las condiciones propias de nuestro país. Se modelaron varias situaciones para cada río, con la ayuda de hojas de cálculo electrónicas, y el programa HEC-RAS, con el fin de analizar la influencia de los diferentes parámetros: caudales, geomorfología, tipo de sedimentos, material del lecho, etc.

La investigación reseñada guarda estrecha relación con la presente ya que a través de programas especializados se evalúa la influencia de diferentes parámetros sobre el fenómeno de socavación general y localizada.

De igual manera se presenta la contribución de Giraldo y Vega, (2013); con su trabajo titulado “propuesta metodológica para la evaluación de la susceptibilidad y socavación de puentes apoyada en un Sistema de Información Geográfico (SIG)”, el estudio tuvo como objeto el desarrollo de una metodología para la priorización del riesgo ante la socavación que puede presentar a la infraestructura de los puentes en Colombia, apoyados en un sistema de información geográfica (ArcGIS v10.2). La necesidad del desarrollo de esta metodología radica principalmente en el hecho que la

socavación, además de ser el principal causante de colapsos en el mundo, se ha convertido en un problema cada vez más delicado que se ha visto incrementado en Colombia durante los últimos años, principalmente durante las temporadas invernales.

Para el desarrollo de la metodología se realizó una exhaustiva investigación de antecedentes y marco teórico principalmente enfocado en metodologías para la priorización y análisis de riesgo por socavación. Con el fin de validar la metodología, se realizaron dos visitas de inspección visual en puentes localizados en la vía Bogotá Villavicencio, para esto se tuvo que solicitar autorización de la concesión. De estas visitas y de los diversos análisis realizados en las fases se obtuvieron calificaciones de riesgo, estas fueron comparadas con las calificaciones que se tenían de SIPUCOL.

Se obtuvieron resultados satisfactorios ya que se logró corroborar con SIPUCOL y las visitas de campo que efectivamente los puentes que obtuvieron resultados más críticos fueron aquellos que obtuvieron las calificaciones más altas de priorización. Adicionalmente, el ArcGIS demostró ser de gran utilidad a la hora de realizar una metodología en la cual se involucran los conceptos de amenaza, riesgo y vulnerabilidad, esto es debidos a que permite generar todo tipo de mapas siempre y cuando se cuente con la información necesaria.

Con el desarrollo de esta metodología se pretende distribuir de forma eficaz los recursos y dar un soporte frente a la toma de decisiones ayudando a priorizar las zonas más vulnerables del país ante el fenómeno de socavación.

Es importante reseñar el estudio realizado por Velásquez y Pacheco (2013), titulado “estudio hidrológico-hidráulico para el diseño del puente sobre la quebrada Valente”, el estudio muestra los resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico para el diseño del puente sobre la quebrada Valente, ubicado sobre la Ruta Nacional 801 en el cantón de Talamanca, provincia de Limón, tuvo como objetivo general estimar las condiciones hidráulicas e hidrológicas y la geometría requerida para un nuevo puente sobre la quebrada Valente en reemplazo del paso existente.

La metodología aplicada abarcó las siguientes fases: a) Para el análisis hidrológico se utilizó el Método Racional, con base en la información intensidad-duración-

período de retorno de la estación Limón. Con este medio se obtuvieron caudales máximos instantáneos para los diferentes períodos de retorno analizados, los cuales se emplearon como parámetro de entrada para el modelado hidráulico. b) El análisis hidráulico del tramo de estudio en la quebrada Valente se realizó mediante la aplicación del modelo unidimensional HEC-RAS. Para esto se utilizaron secciones transversales derivadas del levantamiento topográfico del sitio, así como el levantamiento del puente existente y la propuesta geométrica para la nueva estructura, de acuerdo con los requerimientos del MOPT. Se realizaron simulaciones a régimen permanente con el fin de determinar los niveles de la quebrada en las diferentes secciones transversales para los diferentes caudales de diseño obtenidos por medio del análisis hidrológico. Como resultado de las simulaciones se obtuvieron, para cada sección y para cada caudal de diseño, parámetros hidráulicos tales como velocidad del flujo, profundidad, elevación del nivel del agua, elevación del nivel de energía y número de Froude, entre otras variables usuales en un modelo de este tipo. c) Una vez con el análisis hidráulico se procedió a evaluar diferentes fórmulas de socavación (socavación general, socavación local), de acuerdo con la metodología que para este efecto propone la Federal Highway Administration (FHWA NHI 01-001). De esta manera se obtuvieron valores para la estimación de la socavación potencial esperada en la subestructura del puente. d) Con lo anterior fue posible definir las características geométricas básicas del puente para que este opere bajo condiciones seguras, tanto desde un punto de vista de niveles de agua como de socavación.

Se debe recalcar que los análisis hidrológicos e hidráulicos presentados en este Estudio consideraron solamente la respuesta de la quebrada ante eventos meteorológicos extremos que se pueden llegar a dar en la cuenca con una recurrencia de hasta 100 años. La ocurrencia de otro tipo de fenómenos en la cuenca, como deslizamientos, aludes o rompimientos de represamientos no fue considerada explícitamente para la estimación de caudales de diseño, niveles de inundación o niveles potenciales de socavación.

Es importante reseñar la contribución de Torres (2013), en su trabajo titulado “evaluación de crecientes para el diseño de los puentes Pata, Saraconcho y

Guachicono en Colombia”, En éste informe se realizará la distribución espacial y temporal de la precipitación máxima promedio de las cuencas de los ríos Pata, Guachicono y Saraconcho, para lo cual se utilizarán métodos tradicionales y el “software” ArcGIS versión 10.

Lo mencionado anteriormente con el objeto de conocer cuáles son los caudales de diseño para diferentes periodos de retorno en el sitio de ponedero, de esta manera se pudo realizar los comentarios y recomendaciones con respecto a las firmas que con anterioridad realizaron estudios de caudales máximos para las cuencas de los ríos mencionados en el comienzo de este resumen. Como resultados finales se obtuvieron los caudales máximos de diseño para un periodo de retorno de 100 años para los ríos Pata, Guachicono y Saraconcho, de $828.9 \text{ m}^3/\text{s}$, $2710.7 \text{ m}^3/\text{s}$, y $16 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.

Álvarez y Calle (2013), realizaron una evaluación de obras de protección en San José del Guaviare, Colombia; el principal objetivo de la investigación fue realizar una verificación hidrológica e hidráulica del sistema de drenaje vial ya construido en el tramo de vía de 1.7 km de longitud en el sector “La Unión” en Santa Isabel. El trabajo muestra de forma metódica todos los parámetros y cálculos necesarios de un estudio hidráulico e hidrológico para el diseño de un puente, cunetas y alcantarillas, analizando campos como son los diferentes métodos aplicables, área y características de las cuencas de estudio, manejo de control de calidad de información disponible, aplicaciones de métodos computacionales como Hec-Ras, etc.

López, Chreties y Failache (2011), en su trabajo titulado “avances en la hidráulica y sedimentología de puentes: el caso del puente sobre el río Santa Lucía (Uruguay)” se presentan avances metodológicos en el diseño hidráulico y sedimentológico en el diseño de un puente y los resultados que surgen de un caso de estudio. La herramienta fundamental para determinar los distintos parámetros hidráulicos y fluviales utilizados en el diseño del puente es el desarrollo de un modelo hidrológico y un modelo hidrodinámico no estacionario del flujo a lo largo de un tramo de río (47 km de longitud) que incluye la zona de emplazamiento del nuevo

puente proyectado. Entre los criterios de diseño se encuentran los resultados de profundidad de erosión por contracción y local en la sección del puente.

El estudio de la socavación local se efectuó siguiendo la metodología clásica (HEC 18). A su vez se agregaron otras metodologías de cálculo de socavación local para tener más elementos que permitan interpretar los resultados. Entre las conclusiones se destaca que para el cálculo de la erosión local en las pilas es relevante la diferencia de considerar métodos de estimación de la evolución temporal bajo condiciones estacionarias y no estacionarias respecto a considerar la profundidad de erosión máxima final, obteniendo resultados acordes a la realidad de cuencas donde las variaciones temporales son relevantes.

Por último se presenta la contribución realizada por Alvarado (2013), en su trabajo titulado “protección de la erosión en curvas abruptas usando enrocado rip-rap”, el objetivo principal fue el diseño adecuado de obras de protección de márgenes en curvas, así como la determinación del ancho requerido por navegación, para ello se necesita una comprensión adecuada del flujo en curvas y de la topografía resultante en el fondo del cauce. Estos dos fenómenos son tópicos difíciles que experimentan los ingenieros de ríos, siendo la dificultad principal una descripción adecuada del flujo helicoidal y el producto de éste, es decir, su impacto sobre el cauce de los ríos.

Las modificaciones de las formas en planta y de las formas de la sección transversal, en conjunto con las variaciones en la morfología del río debido a la sedimentación y la erosión, causan profundas fosas de erosión a lo largo de la curva cóncava de los ríos. En consecuencia, la margen externa en una curva podría colapsar durante una avenida, causando potencialmente daños substanciales a la propiedad e infraestructura ubicadas a lo largo de dichas márgenes. En las últimas décadas se ha mejorado de forma importante el entendimiento del proceso físico en curvas no cerradas, no abruptas. Sin embargo, en muchos ríos del mundo incluyendo varios de los ríos del Perú están presentes las curvas abruptas o cerradas, y el fenómeno físico en esta clase de curvas hasta ahora no ha sido investigado en profundidad. Las curvas en los ríos son consideradas cerradas o abruptas cuando la relación entre radio de curvatura, R , y el ancho, B , es inferior a tres.

Las investigaciones reseñadas guardan estrecha relación con la actual en el sentido de perseguir objetivos similares que tienen que ver con el análisis hidrológico-hidráulico relacionado con el diseño de puentes y la evaluación del fenómeno de socavación.

2.1.2. A nivel nacional

A continuación, se presentan trabajos publicados en el ámbito nacional que tienen relación con el interés de investigación del presente trabajo y que constituye un aporte significativo al logro de los objetivos que se plantearon.

Aguilera, Sánchez y Morassutti (2015), en su trabajo titulado “evaluación de la ingeniería básica de canalización de cauces de ríos adyacentes a urbanismos” el propósito principal de esta investigación es evaluar el planteamiento de propuestas de ingeniería básica para la canalización del río Cúpira y de la quebrada el Chivo en el municipio San Diego, estado Carabobo; atendiendo a una necesidad de la comunidad conformadas en este sector y orientada a dar solución a esta problemática. El plan metodológico utilizado en esta investigación que sirvió para cumplir con los objetivos planteados fue del tipo descriptivo con una modalidad de proyecto factible, describiendo la situación actual, elaborando el estudio hidrológico de la zona adyacente al río Cúpira, diseñando la ingeniería básica de las alternativas de solución de canalización, simulando mediante el uso de Software HEC-RAS dichas alternativas y analizando las mismas de acuerdo a su eficiencia hidráulica y costos.

Existe una relación con la investigación reseñada ya que en el presente estudio se empleará el Software HEC-RAS a los fines de evaluar la respuesta hidrológica-hidráulica de dos puentes (Apamates y la Avenida).

Rincón, León y Graterol (2015), realizaron un trabajo titulado “análisis comparativo de los modelos HEC-RAS y BRI-STARS en la evaluación hidráulica de puentes considerando el lecho fijo”, el trabajo tuvo como objetivo realizar un análisis comparativo de los modelos HEC-RAS y BRI-STARS en la evaluación hidráulica de ríos con estructuras como los puentes. El caso de aplicación fue la quebrada La Guardia Vieja, ubicada en la vía que comunica las ciudades de Barquisimeto-Quibor, Venezuela.

La primera fase del estudio consistió en la comparación de los modelos desde el punto de vista conceptual y del manejo de ambos. La segunda fase se enfocó en el caso de estudio y la realización del análisis hidráulico, en la cual se pudo observar similitud en los resultados obtenidos, el flujo en la sección del puente y aguas arriba de él, es suscritico; luego incurre en régimen crítico por la presencia del obstáculo positivo (tubería de aducción), el cual causa remanso aguas arriba del mismo y aguas abajo cambio de régimen del flujo a supercrítico (velocidades altas) por el control existente, finalmente se produce un resalto hidráulico para regresar a su condición natural de flujo subcrítico.

Se concluyó que, aunque ambos paquetes son de gran utilidad a la hora de realizar simulaciones hidráulicas de ríos o quebradas con la presencia de puentes y la suposición de fondo fijo, el software unidimensional HEC-RAS se presenta como la mejor alternativa de uso debido a la facilidad en la introducción de datos y a una mejor conceptualización de la hidráulica de puentes.

Es importante reseñar la contribución de Farías (2015), en su trabajo titulado “validación de modelos de estimación del proceso lluvia-escorrentía en la cuenca del Río Unare (Guárico- Anzoátegui)”, el objetivo de esta investigación, fue la de validar el modelo del proceso lluvia-escorrentía, adaptada a la cuenca del río Unare, ubicada en la porción nororiental y noroccidental de los estados Guárico y Anzoátegui. El procesamiento de los datos obtenidos se realizó con el sistema de modelaje hidrológico HEC-HMS, y con los diferentes paquetes que posee el software.

Es un estudio de tipo correlacional con un diseño no experimental. Esta investigación tuvo como técnicas de recolección de datos la observación científica indirecta, como instrumentos o medios para obtener la información se dispuso de cartografía tanto en físico como digitalizada, además de bibliografía, e información hidrometeorológica suministrada por INAMEH, con los datos correspondientes a lluvias desde los años 2010-2013. Esta información fue procesada con las aplicaciones del Arcgis 10.1 y las extensiones HEC-GeoHMS, HEC-RAS, para realizar la simulación del proceso lluvia-escorrentía.

Por último se determinó las zonas de planicies de inundación para tormentas de diseño para periodos de retorno de dos años y cincuenta años, arrojando como resultado una validación del modelo muy adaptado al comportamiento del proceso a simular en la cuenca y con un riesgo de 42% para un periodo de 50 años.

De igual manera se presenta la contribución de Márquez y Guevara (2013), quienes desarrollaron una investigación cuyo propósito fue calibrar modelos para zonificar planicies de inundación en la cuenca del río Unare. La calibración incluyó un modelo regional de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F) de lluvias mediante observaciones de 14 estaciones, tres modelos basados en procesos físicos (MBPF) de lluvia-escorrentía (pérdidas, transformación de lluvia-escorrentía, tránsito y recesión del flujo), entre los resultados más relevantes están: los parámetros del modelo IDF para la cuenca del río Unare varían como sigue: K entre 28.687 y 54.22; m entre 0.247 y 0.367; n entre 0.666 y 1.16 y t_0 entre 0.065 y 0.62 (R^2 igual a 0.88).

Las intensidades máximas observadas se ajustan a modelos de curvas IDF calibrado según Guevara y Márquez (2009), Márquez et al, (2012) y Rodríguez y Márquez, et al (2012); correspondiendo a lluvias de periodo de retorno de 2 años. El MBPF resultante incluye: el modelo de pérdidas del SCS y transformación de lluvia-escorrentía de Snyder (R^2 entre 0,4 y 0,78). Como una muestra, en las zonas inundables de las cuencas de los ríos Guanape, Guaribe, Güere, Ipire y Tamanaco $T_r = 2$ años, las máximas profundidades variaron entre: 0.42 y 1.06 m; 1.25 y 2.29 m; 0.19 y 0.25 m; 0.29 y 0.5; 0.78 y 1.21 m.

Rojas (2005), realizó una evaluación preliminar del modelo HEC-HMS, con la finalidad de verificar las bondades del mismo en simular hidrogramas medidos, eventos máximos anuales y eventos extremos. La evaluación se realizó en tres fases: a) con eventos medidos en cuencas experimentales, b) con eventos máximos anuales de cuencas Venezolanas y c) con eventos extremos de cuencas venezolanas. Los resultados iniciales mostraron que el modelo simula satisfactoriamente los eventos medidos. Para el caso de las cuencas venezolanas, las simulaciones realizadas con eventos sintetizados mostraron que el modelo se comporta muy bien para estos casos.

Por último se tienen los aportes de Obregón, Saavedra y Navas (2012), que realizaron la evaluación del flujo de agua superficial y subterránea en la Ciudad Universitaria de Caracas. Para ello obtuvieron una serie de datos reales correspondientes a diversos parámetros hidrológicos, hidráulicos y geológicos que permitieron la aplicación de un modelo de simulación de flujo, mediante el estudio de sensibilidad realizado a través del Modelo Unidimensional HEC-RAS, específicamente aplicado en el sector piloto, a los diferentes parámetros y condiciones de borde especificados en la data entrada. Todo esto permitió la estimación de las profundidades para los gastos máximos de diversas crecientes con períodos de retorno iguales a 2.33, 5, 10, 25, 100 y 500 años así como las manchas de inundación producidas en cada caso.

2.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

A continuación se presentan una serie de conceptos relacionados con los principales objetivos que se plantearon en esta investigación y que ayudan a la comprensión de la temática abordada.

2.2.1. Calculo de perfiles hidráulico en cauces

El cálculo de los perfiles en un cauce, tiene por objeto estimar la capacidad de conducción de un tramo en el cual se tiene interés. Por lo general, el flujo se considera unidimensional y bajo régimen permanente. En otras palabras, se asume que las variables hidráulicas no varían en el tiempo. A partir de los perfiles, es posible estimar la extensión máxima de la inundación en la planicie bajo estudio, usando la extensión HEC-GeoRAS de ArcView GIS 3.2. Existen varios métodos matemáticos recursivos para estimar los perfiles, pero por razones de espacio solo se describe el método de paso estándar.

2.2.2. Estimación del perfil hidráulico a través del método del paso estándar

Chow (1994) señala que el método consiste fundamentalmente en proponer las secciones donde se desea calcular el nivel de la superficie libre del agua, conociendo la distancia que existe entre estas y el caudal que transita entre ambas. Este método aplica la ecuación de la energía entre estas secciones. En una de ellas se debe conocer

la cota del agua asociada a un caudal específico, y de esta manera se obtiene una ecuación no lineal, cuya incógnita es el nivel del agua en la otra sección. Este método tiene la ventaja de que se puede emplear en canales, donde la forma de las secciones transversales es irregular y variable a lo largo del cauce. El HEC-RAS usa este algoritmo, con algunas variantes. Las ecuaciones usadas por este software se describen brevemente a continuación; esta información fue adaptada de la referencia Brunner (2008).

La ecuación de energía está dada por:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Donde:

Y_1, Y_2 : profundidad del agua en la sección transversal, m

Z_1, Z_2 : elevación del canal principal, m

V_1, V_2 : velocidades medias en la sección (descarga total/área de flujo total), m/s

α_1, α_2 : coeficientes de velocidad en los extremos del tramo, adimensional

g : aceleración de la gravedad, m/s²

h_e : pérdidas de energía, m

La pérdida de energía, h_e , entre dos secciones transversales, se calcula como se indica a continuación:

$$h_e = L \overline{S_f} + C \left[\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right] \quad (2)$$

Donde:

L : longitud del tramo ponderado con caudal, m

S_f : pendiente de fricción entre dos secciones, adimensional

C : coeficiente de pérdida por contracción y expansión, adimensional

El termino L , indicado en la ecuación (4) se estima a través de la siguiente expresión:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (3)$$

Donde:

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} : longitud del tramo de la sección transversal específica para el caudal en el margen izquierdo, canal principal y el margen derecho, respectivamente., m

Q_{lob} , Q_{ch} , Q_{rob} : promedio aritmético de caudales entre secciones para el margen izquierdo, canal principal y el margen derecho, respectivamente., m.

La conductividad se calcula para cada subdivisión empleando la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} \cdot S_f^{1/2} \quad (4)$$

Donde:

Q: caudal medio de la subdivisión, m³/s

n: coeficiente de rugosidad de Manning para la subdivisión, adimensional

A: área de flujo para la subdivisión, m²

R: radio hidráulico para la subdivisión (área hidráulica/perímetro mojado), m

2.2.3. Generalidades sobre los modelos hidrológicos e hidráulicos

Existen varios modelos numéricos comerciales para cálculo de perfiles hidráulicos en ríos; destacando el programa HEC – RAS, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrological Engineering Center en inglés) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers en inglés); este modelo admite la modelación hidráulica de flujo unidimensional permanente y no permanente de cauces abierto, ríos y canales artificiales distinguiéndose por su capacidad para realizar cálculo hidráulico de estructuras (puentes, aliviaderos, alcantarillas, entre otros), además permite visualizar gráficos de datos y resultados, al igual que la edición de gráficos en las secciones trasversales.

HEC-RAS, es parte de la familia de modelos HEC, los cuales se han usado ampliamente en nuestro país para realizar modelización hidráulica de canales

naturales y artificiales bajo condiciones de flujo permanente y no permanente, y regímenes de flujo subcrítico, crítico, supercrítico o mixto (Márquez y Guevara, 2006; Quiroz, 2008; Paredes et al., 2011; Valencia y Guevara, 2012). En general, se suele considerar tres escenarios en el análisis hidráulico unidimensional: perfiles de la superficie de agua con flujo permanente, simulación de flujo no permanente y el transporte de sedimento. Además de evaluar los cambios en los perfiles de la superficie de agua debido a las mejoras de canales o diques. También parámetros como coeficientes de pérdidas por expansión y contracción, pueden ser estimados por modelación. (Rodríguez et al. 2006).

2.2.4. Estimación de los gastos picos

Como se mencionó anteriormente, una de las variables de entrada del modelo HEC RAS es el caudal, expresado como un valor puntual (gasto pico del evento) o bajo la forma de hidrograma total. En esta investigación se empleó el gasto pico instantáneo asociados a diferentes periodos de retorno. Existen varias metodologías para su estimación. Villón (2001) describe algunas de estas metodologías, las cuales se presentan a continuación:

Métodos directos: llamado también sección y pendiente, en el cual el caudal máximo se estima después del paso de una crecida y con datos determinados de secciones transversales, pendiente y el coeficiente de rugosidad n de Manning.

Métodos empíricos: se derivan del método racional intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento. Entre estos métodos se encuentran: Método Mac Math, Método de Burkli- Zieger, y la Fórmula de Kresnik.

Métodos hidrológicos: como el hidrograma unitario, que fue propuesto por Sherman en 1932, tiene por objeto determinar el hidrograma de escurrimiento superficial a la salida o punto de desagüe de una cuenca, a partir de los hidrogramas correspondientes a las tormentas características caídas sobre la misma. En resumen, se busca establecer la relación entre la precipitación y las descargas generadas por ésta.

Métodos estadísticos-probabilísticos: basado en considerar que el caudal máximo anual, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Para utilizarlos se

requiere tener la mayor cantidad de registro de caudales máximos anuales, luego la curva de distribución de probabilidades de los caudales máximos, se compara y se elige la que mejor se ajuste para aplicar alguna prueba estadística, como la prueba de bondad de ajuste.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño del presente trabajo correspondió a la investigación no experimental; en éste los datos de interés son recogidos en forma directa de la realidad, mediante el trabajo concreto del investigador y su equipo.

“La investigación no experimental se enfoca en observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos”. (Hernández *et al.*, 2010).

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación que respaldó este Informe Final fue de campo. Consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos, sin manipular o controlar variables, el investigador no manipula variables debido a que esto hace perder el ambiente de naturalidad en el cual se manifiesta y desenvuelve el hecho (Ramírez, 1998: citado por Palella y Martins, 2012).

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Se congregaron aspectos inherentes a los niveles exploratorio descriptivo y explicativo (Palella y Martins, 2012).

3.4. UNIDAD DE ESTUDIO

La Unidad de Estudio (UE) la comprende el río Tinaquillo cuyo cauce principal permanente, fluye desde la Fila Naranjal (límite geográfico Cojedes-Carabobo) en sentido noreste-suroeste hasta el sector Pueblo Nuevo, luego cambia su sentido desde el noroeste al sureste entre Pueblo Nuevo y el Puente La Avenida, finalmente fluye en sentido noreste-suroeste entre los puentes La Avenida y Los Apamates.

3.5. FASES DE LA INVESTIGACIÓN

3.5.1. Fase I, Caracterización de la morfometría e hidrografía en la planicie de inundación:

1. Se realizó un levantamiento topográfico plani-altimétrico en la planicie de desborde del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates y sus adyacencias, para lo cual se empleará como herramienta de campo una estación total marca LEICA de precisión angular igual a 5 segundos, distanciometro electrónico con precisión de 2 mm en 1000 m. Se creará un mapa vectorial georeferenciado (datum horizontal PSAD56) a partir de una imagen raster (escala 1:25000) que se solicitará al Instituto Venezolano Geográfico Simón Bolívar y una imagen satelital pancromática provista por la Agencia Bolivariana para Actividades Espaciales. Partiendo del levantamiento topográfico planoaltimétrico se generará un Modelo Digital de Terreno (MDT); las poligonales, puntos de interés y demás topónimos se captarán con un receptor GPS Navegador Trimble™. A partir del MDT se estimará el área de la llanura de desborde, asimismo se categorizará en cuanto a su hipsometría, rango de pendiente y patrón de drenaje. En esta etapa, se prevé medir la elevación de las manchas de anegamiento que están impresas en los troncos de los árboles, a fin de representarla y estimar su periodo de recurrencia.

2. El MDT se creará con el software Autodesk Civil 3D 2009™ y será afinado con las extensiones: 3DAnalyst 1.0™, SpatialAnalyst 1.1™, HEC-GeoRAS 3.1.1™ para Arcview 3.2™, generando así, la data geométrica requerida por HEC-RAS 4.0™. Los productos cartográficos serán elaborados con el apoyo de las herramientas ArcMap10.1™ y Google Earth™

3.5.2. Fase II, Estimación de las principales características hidrológicas, hidráulicas del río Tinaquillo a la altura del puente Los Apamates:

1. Con la información geométrica creada en la fase precedente se efectuó el modelado hidráulico del cauce. Esta operación fue precedida por una interpolación de las secciones de corte con espaciamiento de 5 m, elevando de esta manera, la precisión de la estimación de las manchas de inundación a generar. Simultáneamente, se incluyó la información geométrica asociada a las casas, calles y demás fuentes de obstrucción que están en la planicie.

2. Se simularon varias crecientes asociadas a 2,33, 5, 10, 15, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno, respectivamente. Los gastos picos se estimarán usando los

registros de gastos máximos disponibles en las estaciones cercanas a la zona de estudio, haciendo uso del método de la avenida índice basado en L momentos para la estimación de los parámetros de la función de distribución de probabilidad que se evaluarán: Generalizada Logística, Generalizada de Valor Extremo, Generalizada Normal, Pearson Tipo III y Pareto Generalizada. La conversión del gasto pico a hidrograma total se hará usando el método de Guilarte (1978). Para el tránsito del hidrograma se aplicó el método de la Onda Cinemática (Chow, Maidment y Mays, 2000).

3. Las manchas de inundación preliminares se estimaron usando el software SAGA GIS™ y los mapas temáticos definitivos (uno por cada periodo de recurrencia), con el software ArcMap10.1™. Usando como insumo las manchas de inundación generadas, se estimó el área afectada.

3.5.3. Fase III, Análisis de la respuesta hidrológica del río Tinaquillo en el puente Los Apamates, ante diferentes eventos extraordinarios:

1. Estimación del caudal extraordinario, se realizará un análisis de caudales máximos en tal sentido, se ajustarán los registros de gastos máximos mensuales del río Tinaquillo, disponibles en las estaciones ubicadas en la zona de estudio, a una función de probabilidad teórica Gumbel siguiendo el método detallado en Greis y Wood (1981). Los registros serán provistos por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH). Antes de ser utilizados, se verificará su homogeneidad según el criterio del 3σ (Aggarwal, 2015); aquellos que resulten atípicos, no serán considerados en los análisis posteriores. Para este estudio, se estimará el gasto pico en asociado a periodos de recurrencia de 50, 75 y 100 años años (en lo sucesivo, se denomina creciente de diseño), los cual fue seleccionado por ser el criterio típico utilizado en análisis de esta naturaleza.

2. Estimación de parámetros hidráulicos para las crecientes de diseño aprovechando la información generada en la fase I, esta actividad aportó un grupo de puntos altimétricos. A partir de estos puntos, se generará un Modelo Digital de Terreno (MDT) usando el software Autodesk Civil 3D 2009™. El MDT, se procesará con las extensiones: 3D Analyst 1.0™, Spatial Analyst 1.1™, HEC-GeoRAS 3.1.1™ para

Arcview 3.2™, con el fin de generar así, la data geométrica requerida por HEC-RAS 4.0™ para transitar las crecientes de diseño y estimar todos los parámetros hidráulicos necesarios para aplicar los métodos empíricos que obtienen la socavación general y localizada. Detalles sobre las principales características del software HEC-RAS y las extensiones comentadas para el análisis hidráulico de un río puede encontrarse en Mueller *et al.*, (2006). Para estimar el coeficiente de rugosidad de Manning se tomaron tres muestras representativas del material superficial y sub-superficial del río Tinaquillo en la unidad de estudio, situados en su centro y planicies del desborde (Izquierdo y derecho). El material de cada zona, fue analizado granulométricamente y a partir de estos resultados, se estimó el mencionado coeficiente (ver método en Ding *et al.*, 2004); el cual se usó como insumo por el HEC-RAS.

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LA UNIDAD HIDROLÓGICA

4.1.1. Descripción hidrográfica de la unidad hidrológica

El río Tinaquillo es un cauce permanente cuyo canal principal fluye desde la Fila Naranjal (límite geográfico Cojedes-Carabobo) en sentido noreste – suroeste hasta el sector Pueblo Nuevo. Luego, cambia su sentido desde el noroeste al sureste entre Pueblo Nuevo y el Puente La Avenida, finalmente fluye en sentido noreste-suroeste entre los puentes La Avenida y Los Apamates.

Desde el punto de vista hidrográfico, la cuenca del río Tinaquillo es una cuenca dendrítica que tributa a la cuenca del río Tamanaco. Este último drena al río Tinaco. Aguas abajo, el río Tinaco desagua al río Cojedes cerca del poblado El Baúl. Finalmente, el río Cojedes se une al río Portuguesa, quien es un tributario del río Orinoco. Según la Ley de Aguas (2007), el río Portuguesa forma parte de la región hidrográfica Llanos Centro Occidentales.

En este informe de investigación se hace referencia a tres puntos de interés hidrológico localizados en las coordenadas UTM 576894 E 1097036 N (en lo sucesivo se denomina, Puente La Avenida o PIH1), UTM 575237 E 1094942 N (en lo sucesivo se denomina, Puente Los Apamates lado este o PIH2) y UTM 575152 E 1094959 N (en lo sucesivo se denomina, Puente Los Apamates lado oeste o PIH3). La superficie de la cuenca del río Tinaquillo hasta el Puente La Avenida es igual a 55.90 km² (PIH1). El área total que drena hasta el Puente Los Apamates por su flanco este (PIH2), es la suma de los 55.90 km² mencionados, más 31.06 km² de una microcuenca que cubre gran parte de los cerros Caja de Agua y Paraparito; es decir, ambas unidades hidrológicas engloban 86.96 km². Por otro lado, en el flanco oeste del Puente Los Apamates se encuentra un cauce superficial que drena unos 17.19 km² (PIH3), cuya naciente está en la parte alta del Hato Tamanaco. Así pues, el área total drenada hasta inmediatamente aguas abajo del Puente Los Apamates es igual a 104.15 km².

El cauce principal del río Tinaquillo tiene dos tramos claramente diferenciados por su pendiente media. El primer tramo, va desde su nacimiento en la Fila Naranjal (920 m.s.n.m.; progresiva 0+000) hasta el sector Los Cerritos (420 m.s.n.m.; progresiva 207+500) con una pendiente media del 0.22 %. En este trayecto, el cauce está encajonado por una sucesión de cerros y montañas de mediana altura. El segundo tramo, está caracterizado por la presencia de una amplia planicie que se extiende hasta el Puente Los Apamates (410 m.s.n.m.; progresiva 320+000), con una pendiente promedio de 0.02 %, presentando meandros alternados cuyos radios de curvatura son pequeños.

Por simplicidad, en el presente documento el área drenada hasta el PIH1 se denomina UH1; aquella que desagua hacia el PIH2, descontando el área cubierta por UH1, se refiere como UH2; mientras que el área drenada hasta el PIH3 se nombra UH3. Finalmente, el sistema conformado por UH1, UH2 y UH3 se le menciona como UH, mientras que su punto de cierre es indicado como PIH.

4.1.2. Generalidades de la geomorfología en la UH.

La cuenca del río Tinaquillo analizada en esta investigación (UH), recibe aportaciones de aguas superficiales de varias micro cuencas de montaña. En especial, de aquellas localizadas en las inmediaciones de Los Cerritos al norte de la UH; la vertiente este de La Fila Naranjal, la cual a su vez es parte de la divisoria hidrográfica de la UH; y la vertiente de montaña al oeste de la Mesa de Carabobal en el extremo noreste de la UH.

El relieve en la UH es bastante complejo. Por ejemplo, los valles profundos con laderas escarpadas dominan las tierras ubicadas sobre los 500 m.s.n.m. Una vez que el cauce principal desciende más allá de los 400 m.s.n.m., la pendiente general del terreno tiende a suavizarse, lo cual se refleja por cauces con meandros (Figuras 6, 7 y 8). La curva hipsométrica de la UH muestra una transición relativamente abrupta entre la zona de montaña y la planicie (Figuras 9 y 10). Esta situación sugiere que las crecientes podrían erosionar intensamente el lecho del cauce; en especial, aguas arriba de los 460 m.s.n.m. El análisis de pendientes, también insinúa que la velocidad

del flujo es alta sobre dicha curva de nivel; por tanto, se esperaría que las crecientes transiten con rapidez en este tramo (Figura 11).

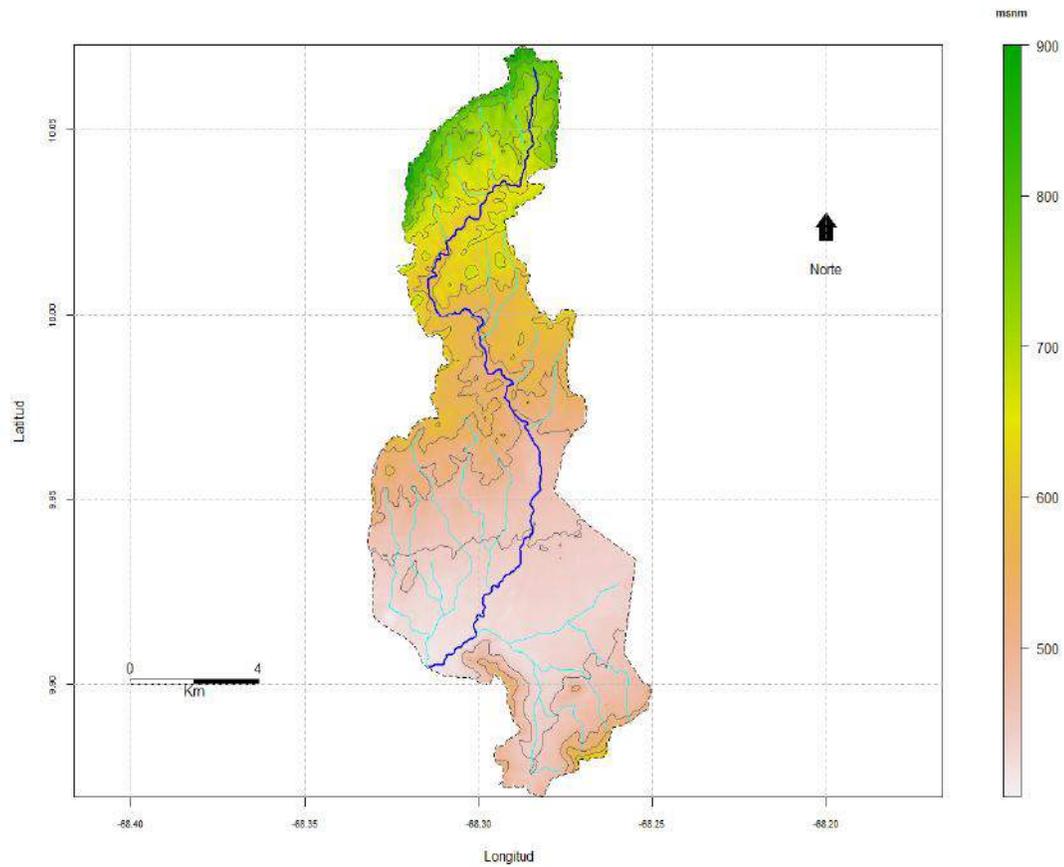


Figura 6. Hipsometría de la cuenca del río Tinaquillo hasta el PIH

Nota 1: resolución 90 m x 90 m. Fuente: Shutter Radar Topography Mission.

Nota 2: línea gruesa de color azul oscuro representa el cauce principal

Nota 3: línea gruesa de color cian representa los tributarios al cauce principal

Nota 4: línea fina de color negro representa curvas de nivel

Nota 5: línea fina segmentada de color negro representa la divisoria hidrográfica

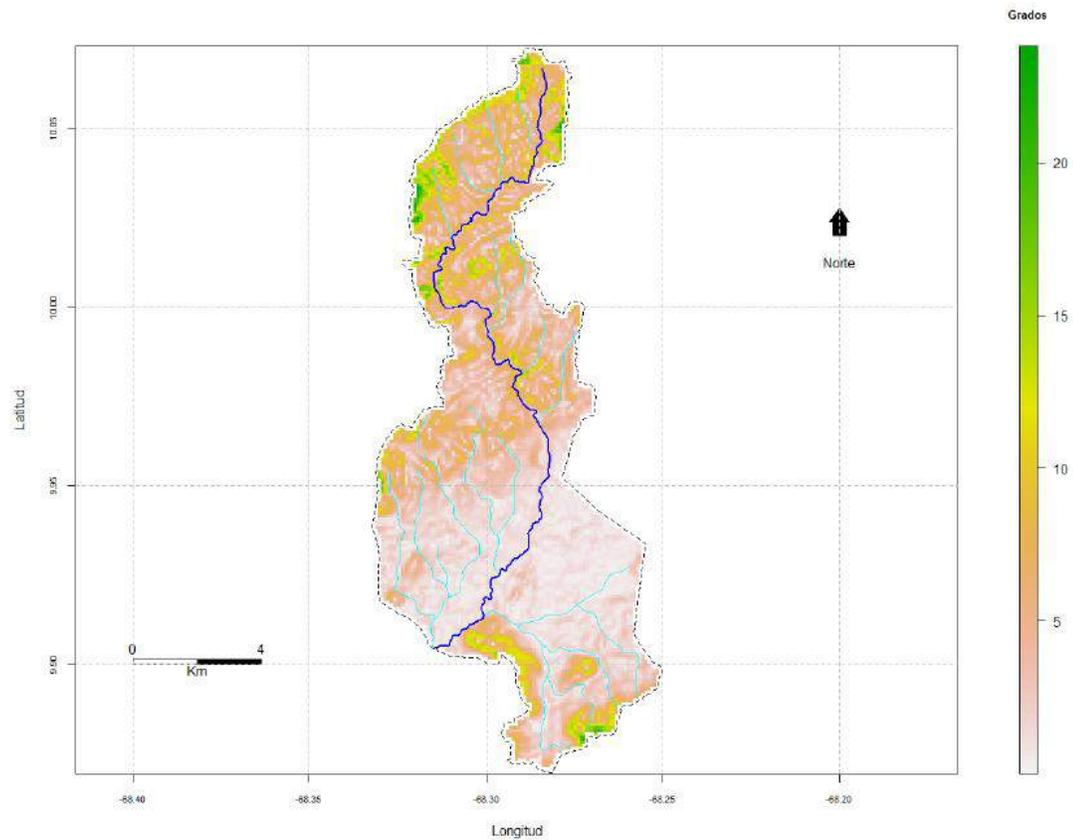


Figura 7. Pendiente media del terreno en la cuenca del río Tinquillo hasta el PIH

Nota 1: resolución 90 m x 90 m. Fuente: Shuttle Radar Topography Mission.

Nota 2: línea gruesa de color azul oscuro representa el cauce principal

Nota 3: línea gruesa de color cian representa los tributarios al cauce principal

Nota 4: línea fina segmentada de color negro representa la divisoria hidrográfica

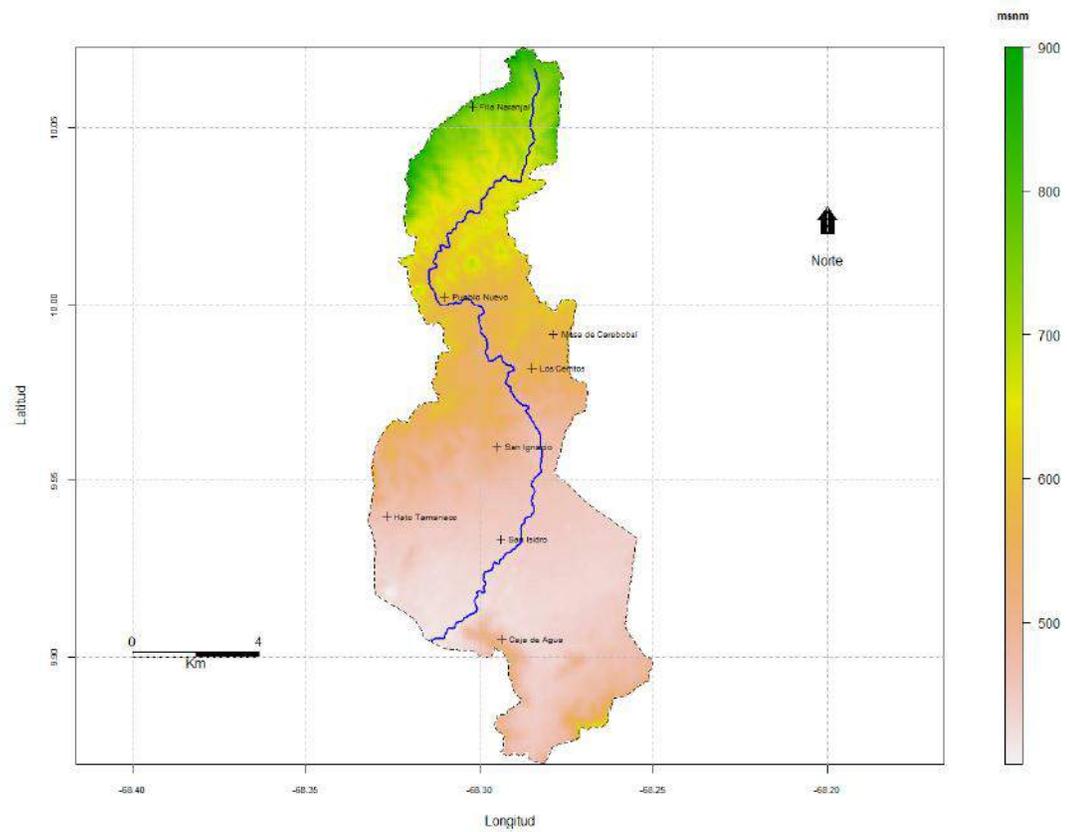


Figura 8. Sitios relevantes en la cuenca del río Tinaquillo hasta el PIH

Nota 1: resolución 90 m x 90 m. Fuente: Shutter Radar Topography Mission.

Nota 2: línea gruesa de color azul oscuro representa el cauce principal

Nota 3: línea fina segmentada de color negro representa la divisoria hidrográfica

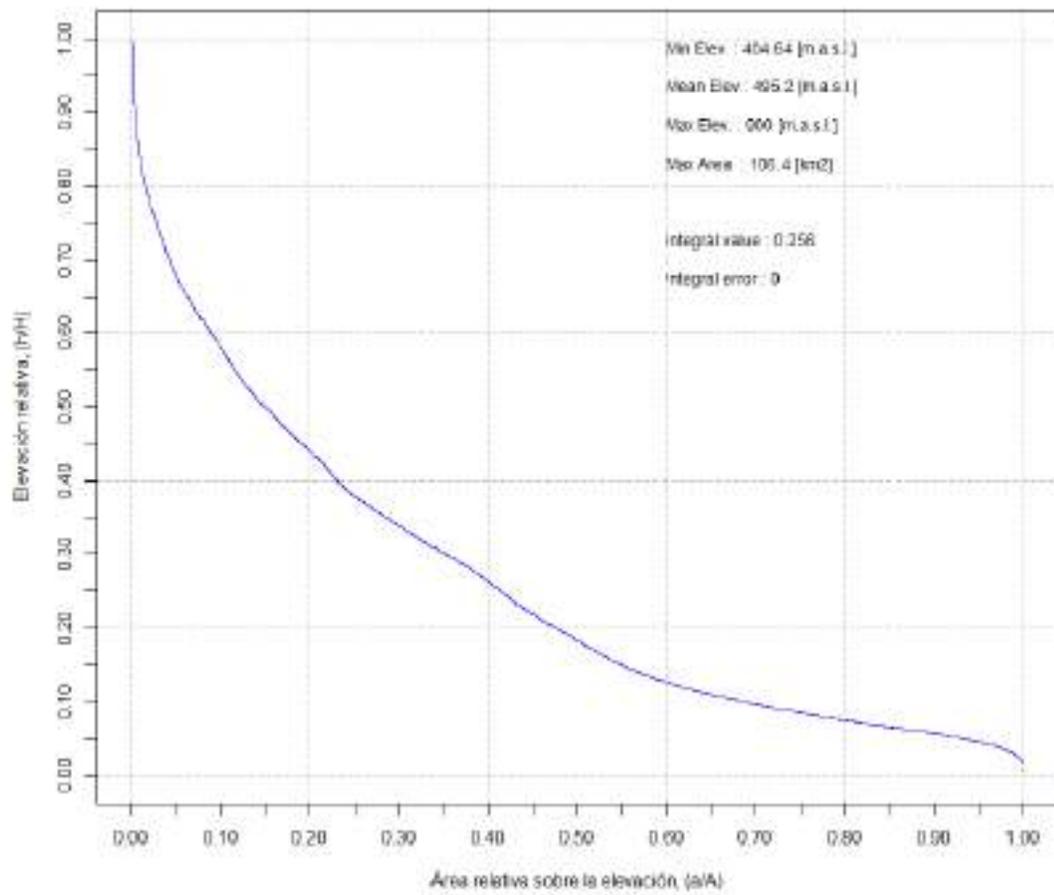


Figura 9. Curva hipsométrica de la cuenca del río Tinaquillo hasta el PIH

Nota 1: la mínima y la máxima elevación estimada son iguales a 404.64 y 900 m.s.n.m. respectivamente.

Nota 2: la superficie del área drenada hasta el PIH es igual a 104.15 km²

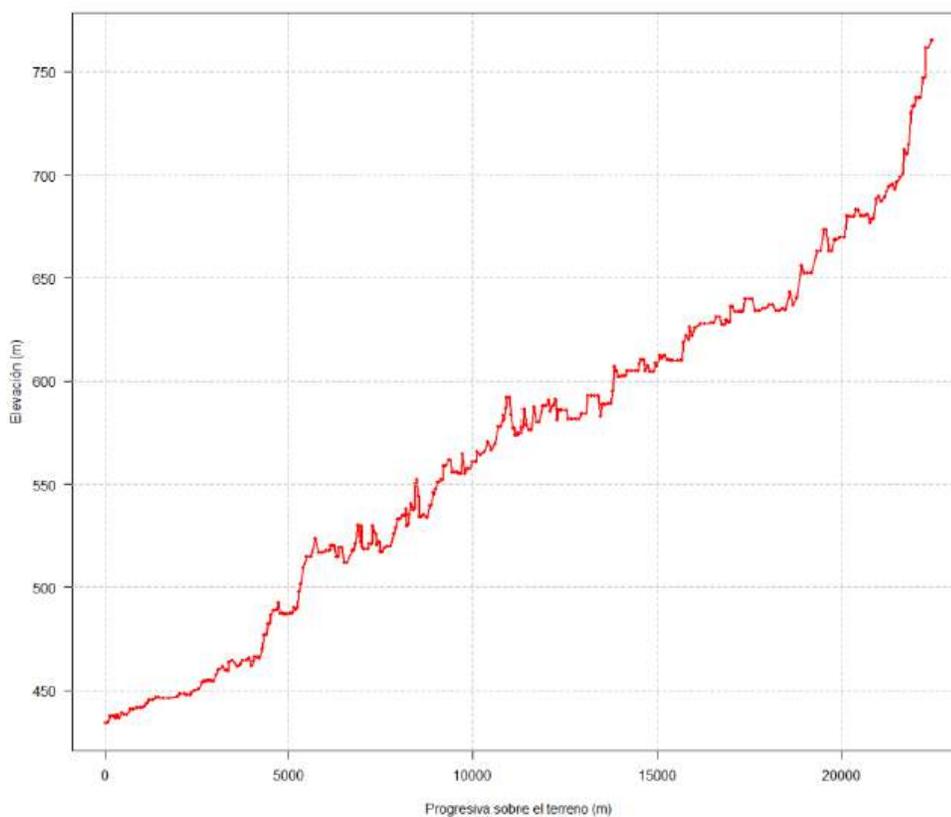


Figura 10. Perfil longitudinal aproximado del río Tinaquillo aguas arriba del PIH

Nota: basado en el producto Shutter Radar Topography Mission

4.1.3. Estimación del tiempo de concentración y retardo del río Tinaquillo en el PIH

Este parámetro, se estimó usando la ecuación de Kirprich, dando por resultado 270.64 minutos, lo cual equivale a 4.51 horas. No se cuenta con un hidrograma de creciente, medido en el PIH, por tanto se consideró que el tiempo de retardo, t_{lag} , es igual al 60% el valor del tiempo de concentración; esta relación es sugerida en la referencia Hydrologic Engineering Center (HEC 2000) para cuencas sin mediciones hidrométricas. Bajo este enfoque, el tiempo de retardo estimado es de 162.38 minutos (2.71 horas).

Las crecientes más violentas en la UH solo se producirán cuando ocurran tormentas que cubran la totalidad de la unidad hidrológica y se extiendan durante un

tiempo igual o mayor al tiempo de concentración; en el caso que nos ocupa, 4.51 horas (a la altura del PIH).

4.1.3. Número de Curvas de escurrentía asociadas a los suelos y coberturas de la UH

Siguiendo las pautas establecidas por el Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (actualmente NRCS), el mapa de tipo de cobertura y uso del suelo usado en este estudio, se derivó de seis imágenes satelitales del Normalized Difference Vegetation Index (NDVI) contenida en el producto S5 TOC 100 NDVI (nivel de procesamiento L3), fechadas para las semanas de los días 01, 06, 11, 16, 21 y 26 de febrero 2017, las cuales fueron promediada para la totalidad del referido mes, tomando como criterio el valor de NDVI máximo por pixel (Figura 11). El producto S5 TOC 100 NDVI es distribuido por la empresa belga VITO. La resolución espacial de esta producto es 100 m x 100 m y ha sido corregida geoméricamente, radiométricamente y minimizado las sombras causadas por las nubes (Dierckx et al., 2015). El NDVI por sus siglas en inglés, es un índice usado para estimar la cantidad, calidad y desarrollo de la vegetación con base a la medición, por medio de sensores remotos instalados comúnmente desde una plataforma espacial, de la intensidad de la radiación de ciertas bandas del espectro electromagnético que la vegetación emite o refleja. La Tabla 2 muestra algunos indicadores relacionados con la cobertura del suelo en la UH, estimados en base a la metodología descrita por Gandini y Usunoff (2004). También se usaron las Hojas 6545 y 6546 a escala 1:100.000 adquiridas en el Instituto Geográfico Venezolano Simón Bolívar. Para febrero 2017, se estimó que la UH contenía, de forma aproximada y con relación a su área total: 0.99% de suelo desnudo o similar; 11.45% áreas caracterizadas por presentar suelos urbanizados; 32.32% ocupada por sabanas arboladas; y 55.24% de áreas densa-mente arboladas.

Las visitas de campo a diversas locaciones de la UH mostraron que los suelos son medianamente permeables, debido a que contienen una proporción significativa de arena. Por lo anterior, se asumió que la UH cuenta, en general, con suelos de clasificación hidrológica Tipo B. Los CN así estimados se asocian a una condición de humedad antecedente intermedia (la escena se captó durante la salida de la temporada

seca). Cabe destacar que durante las simulaciones realizadas, se recreó un suelo parcialmente saturado.

Tabla 2. Caracterización de la cobertura del suelo en la UH, Febrero 2017

Indicador	Valor
Cobertura vegetal * (%)	55.24
Área impermeable o poco permeable (%)	12.44
CN ponderado	67.19
Abstracción con el suelo húmedo (mm)	24.98

Nota: *: incluye bosques de galería y áreas boscosas muy densas; ** el CN se obtiene según las coberturas observadas en la imagen usada

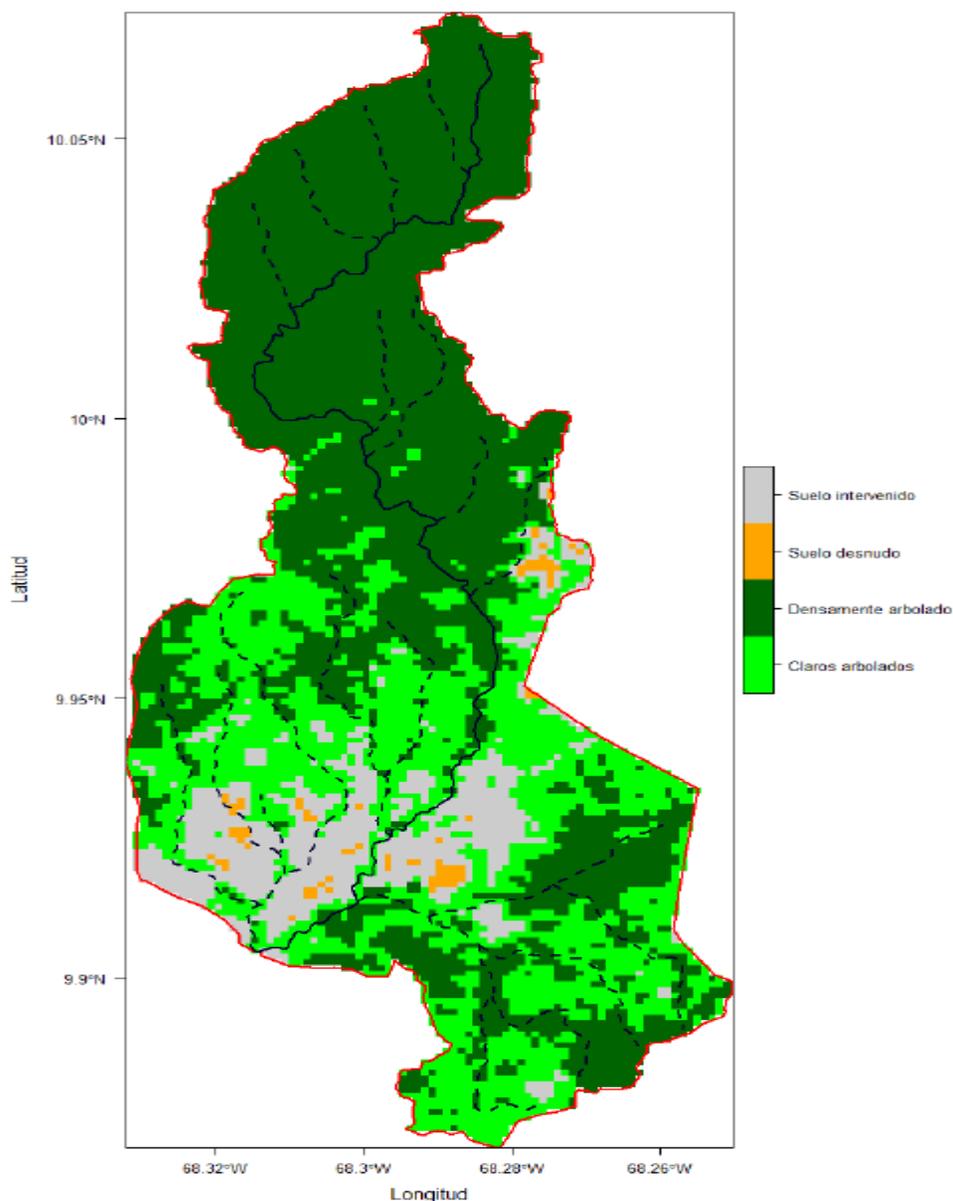


Figura 11. Distribución de las principales coberturas y usos del suelo en la UH para febrero 2017. Basado en el NDVI máximo mensual a nivel de pixel

4.1.4. Discretización de la unidad hidrológica para su adecuada modelización

El cauce principal de la UH presenta cambios significativos en su sección hidráulica y pendiente media, desde sus nacientes en lo alto de la Fila Naranjal hasta su llegada al PIH. Estos cambios son naturales, pero influyen notablemente en la velocidad del flujo según el tramo que se considere. Por otro lado, como se mencionó

previamente, la UH resulta de la combinación de UH1, UH2 y UH3. Desde el punto de vista hidrológico, la escorrentía generada en UH1, se une a aquella producida dentro de UH2; lo resultante, se suma a la escorrentía aportada por UH3. Este hidrograma es lo que finalmente transita agua abajo del Puente Los Apamates. En este contexto, los análisis sub-siguientes toman en cuenta el sistema hidrológico UH1-UH2-UH3, en vez de únicamente UH (ver Figura 12).

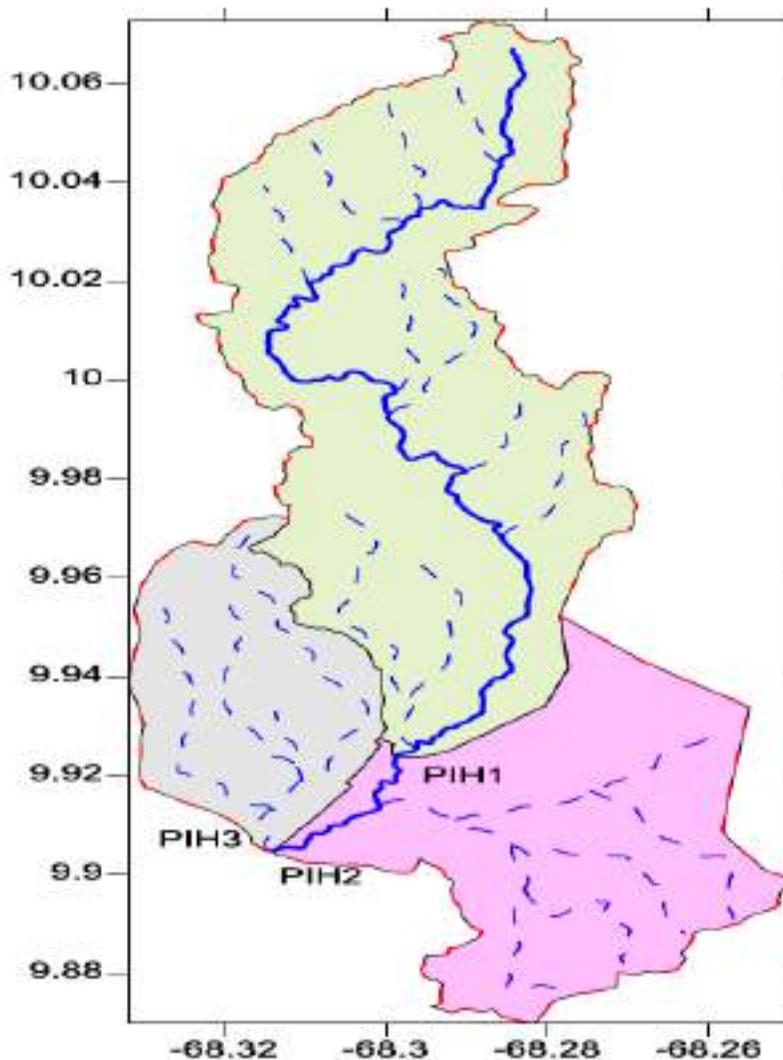


Figura 12. Distribución de las sub-cuencas en la UH para la modelización hidrológica

Nota 1: las líneas segmentadas de colores negro y rojo representan las divisorias hidrográficas de UH1, UH2 y UH3.

Nota 2: la línea gruesa de color azul representa el cauce principal de UH.

Nota 3: la línea fina de color azul representa los tributarios del cauce principal.

4.1.5. Parámetros hidrológicos de la sub-cuencas de UH

La Tabla 3 muestra los principales parámetros hidrológicos estimados para cada una de las subcuencas hidrográficas que conforman la UH (ver Figura 12).

Tabla 3

Parámetros hidrológicos de las sub-cuencas de la UH

Parámetro	Unidad Hidrológica		
	UH-1	UH-2	UH-3
Área aportante (Km ²)	55.90	31.06	17.19
Tiempo de retardo (min):	138.29	83.55	62.89
Valor CN medio:	61.04	71.70	78.94
Porcentaje impermeable (%):	4.98	13.37	34.87
Abstracción inicial (mm):	32.42	20.05	13.55
Flujo base (m ³ /s): *	1.20	0.80	0.50
Tiempo de concentración (min): **	230.49	139.26	104.82
	Colectores		
Parámetro	UH-1	UH-2	UH-3
Longitud (m):	23257	8739	8632
Pendiente (m/m):	0.01	0.01	0.02
Ancho de base (m):	25.00	30.00	25.00
Relación de talud (xH:1V):	1.00	3.00	2.00
N de Manning ***	0.045	0.045	0.070

Nota: * estimación basada en observación de campo y estado de conservación de la sub-cuenca; ** estimación basada en la ecuación de Manning; criterios basados en Woody (1956)

4.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LAS TORMENTAS Y OTROS ELEMENTOS DEL CLIMA

4.2.1. Generalidades sobre la precipitación en la UH

Para caracterizar la precipitación en la UH se empleó la estación climática Tinaquillo administrada por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH). Se escogió esta estación por estar dentro de la UH y contar con más de 30 años de registros pluviométricos en todos los meses. La estación Tinaquillo tiene

asignado el serial 2316 y se localiza en las coordenadas $68^{\circ} 17' 38''$ O, $9^{\circ} 55' 18''$ N (datum Canoa) a una elevación de 385 m.s.n.m. Allí, la serie de precipitación mensual disponible cubre el periodo 1943-2004. El análisis de la referida serie temporal muestra que la Precipitación Media Anual (PMA) es igual a 1191 ± 77 mm/año. La Figura 13 revela la presencia de una temporada seca que abarca desde noviembre hasta abril (199 mm/temporada), seguida por una temporada húmeda entre mayo y octubre (992 mm/temporada) donde se da alrededor del 84% del aporte pluvial del año.

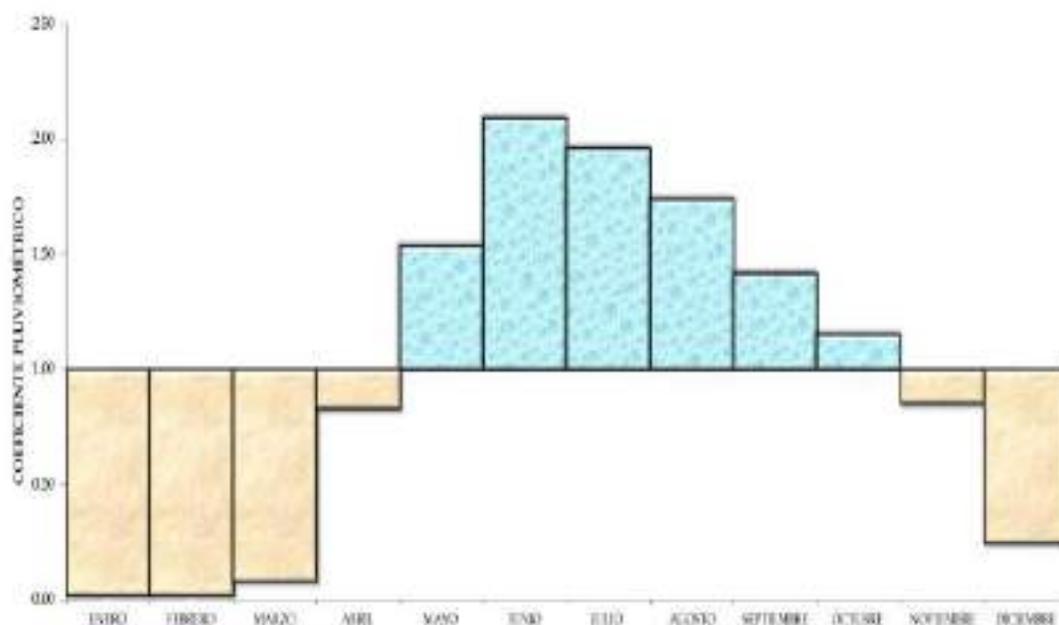


Figura 13. Coeficiente pluviométrico estimado para la estación Tinaquillo durante el periodo 1943-2004.

Fuente: datos provistos por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología

4.2.2. Modelo de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) en la UH

4.2.2.1. Información base

Para estimar las curvas IDF se empleó las series históricas de lámina máxima anual para las duraciones de 10 minutos hasta 24 horas provenientes de la estación Cachinche administrada por el INAMEH (serial 2318; altitud: 400 m.s.n.m.; Tipo: PR; localización: $68^{\circ} 08' 30''$ O, $09^{\circ} 54' 00''$ N). Dicha serie se extiende desde 1968 hasta 1989.

4.2.2.2. Análisis de la información

La estación Cachinche fue seleccionada por localizarse relativamente cerca de la UH al tiempo de contar con una series temporales completas de entre 2 y 6 años en sus duraciones. Las duraciones disponibles y consideradas en el análisis fueron: 15 y 30 minutos; 1, 2, 3, 6, 9, 12 y 24 horas. Solo se usó la serie anual continua más larga en cada duración. Los registros se ordenaron de mayor a menor, asignándosele un orden decreciente (desde 1 hasta el n-ésimo registro).

4.2.2.3. Curvas de IDF estimadas

Los parámetros del modelo generado fueron: $k = 33.2238$; $m = 0.2875$; $c = 0.0862$; $n = 0.9084$. El coeficiente de determinación es igual a 99.67% y el error medio es igual a 2.08 mm/h. La intensidad de las tormentas para diversas duraciones y período de retorno se resumen en la Figura 14 y Tabla 3.

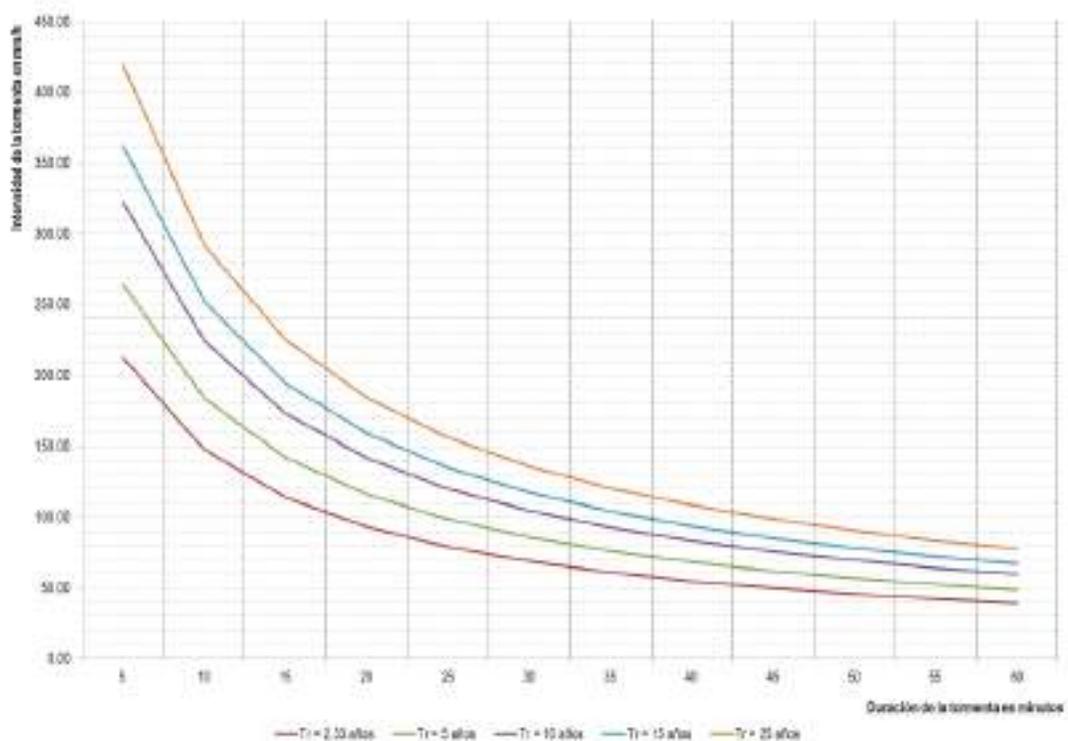


Figura 14. Curvas de IDF estimadas para la estación Cachinche basada en las observaciones del periodo 1968-1989

Tabla 3

Intensidad de las tormentas en la estación Cachinche para algunos períodos de retorno y duraciones

Duración (min)	Intensidad de la tormenta en mm/h				
	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 15 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años
5	212.38	264.43	322.64	362.47	419.71
10	147.69	183.89	224.37	252.07	291.87
15	114.02	141.96	173.21	194.59	225.32
20	93.24	116.09	141.65	159.13	184.26
25	79.09	98.47	120.15	134.98	156.30
30	68.81	85.67	104.53	117.43	135.98
35	60.98	75.92	92.64	104.07	120.51
40	54.82	68.25	83.27	93.55	108.33
45	49.83	62.04	75.70	85.04	98.47
50	45.71	56.91	69.44	78.01	90.33
55	42.25	52.60	64.18	72.10	83.49
60	39.29	48.92	59.69	67.06	77.65

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.4. Hietogramas de tormenta en la UH

Las tormentas que generan el caudal máximo en el PIH, son aquellas cuya duración igualan o exceden el tiempo de concentración más alto entre UH1, UH2 y UH3 (es decir, UH1= 230.49 minutos). Cuando se presente dicho caudal pico, ya habrá acontecido el gasto pico en UH2 y UH3, pues sus tiempos de concentración son menores menor al de UH1. Los hietogramas se confeccionaron para una duración superior al tiempo de concentración de la UH1 y períodos de retorno iguales a 2.33, 5, 10, 15 y 25 años. Esta información es requerida para dimensionar cualquier modificación en la sección transversal del río Tinaquillo, aguas abajo del Puente Los Apamates.

Partiendo del modelo IDF, descrito en la sección precedente, se obtuvo la lámina de lluvia máxima precipitada acumulada, multiplicando la intensidad (para un tiempo de retorno dado) por su duración. Seguidamente, se aplicó el método de los bloques

alternos (Márquez y Guevara 2006); se calculó la profundidad que le corresponde a cada uno de los bloques considerados, desacumulando los valores obtenidos en la etapa anterior. Se convirtieron estos últimos valores de lluvia a intensidad, dividiendo por la duración del intervalo de lluvia en horas (en la modelización, el intervalo se fijó en 6 minutos).

Los hietogramas de tormenta y el tiempo de simulación se fijaron en 12 horas (720 minutos; tiempo base); así se aseguró la ocurrencia del caudal pico en los hidrogramas de ambos PIHs; bajo este criterio la relación entre el tiempo de simulación y el tiempo de concentración máximo es igual a 4.14. La lámina total precipitada en cada escenario se resume en la Tabla 4. Los hietogramas a intervalos de 6 minutos se presentan en las Figuras 15 a 19.

Tabla 4

Lámina total precipitada en los eventos de tormentas modelados

Lámina total al final del evento (mm)				
Tr = 2.33 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 15 años	Tr = 25 años
52.84	65.79	80.27	90.18	104.42

Nota: Factor de reducción de la tormenta por área igual a 0.989; Duración de la tormenta: 480 minutos.

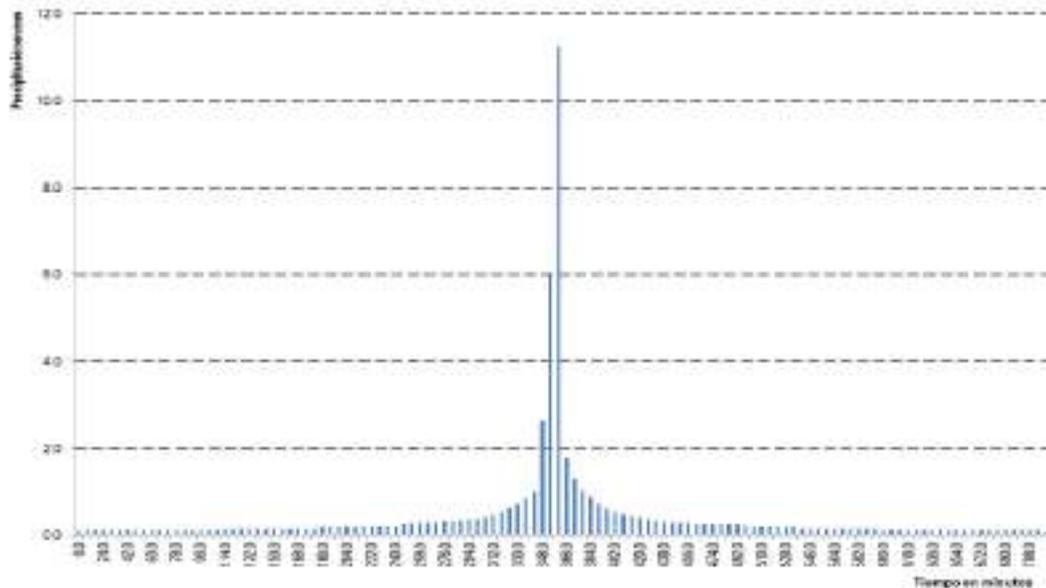


Figura 15. Hietograma sintético para la estación Cachinche. Tr = 2.33 años.

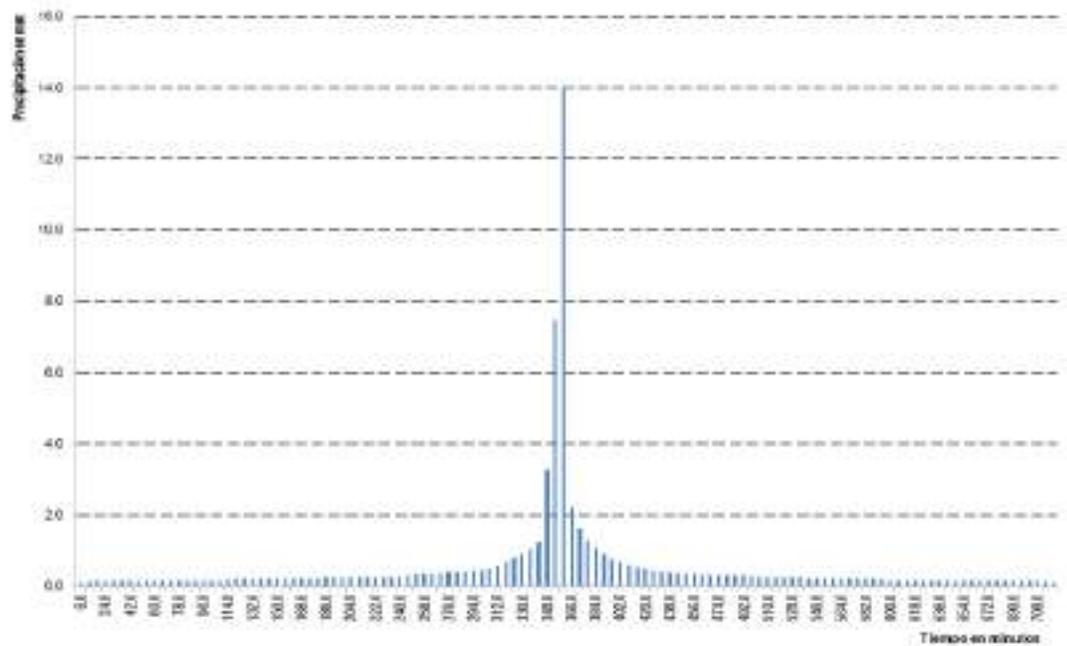


Figura 14. Hietograma sintético para la estación Cachinche. Tr = 5 años.

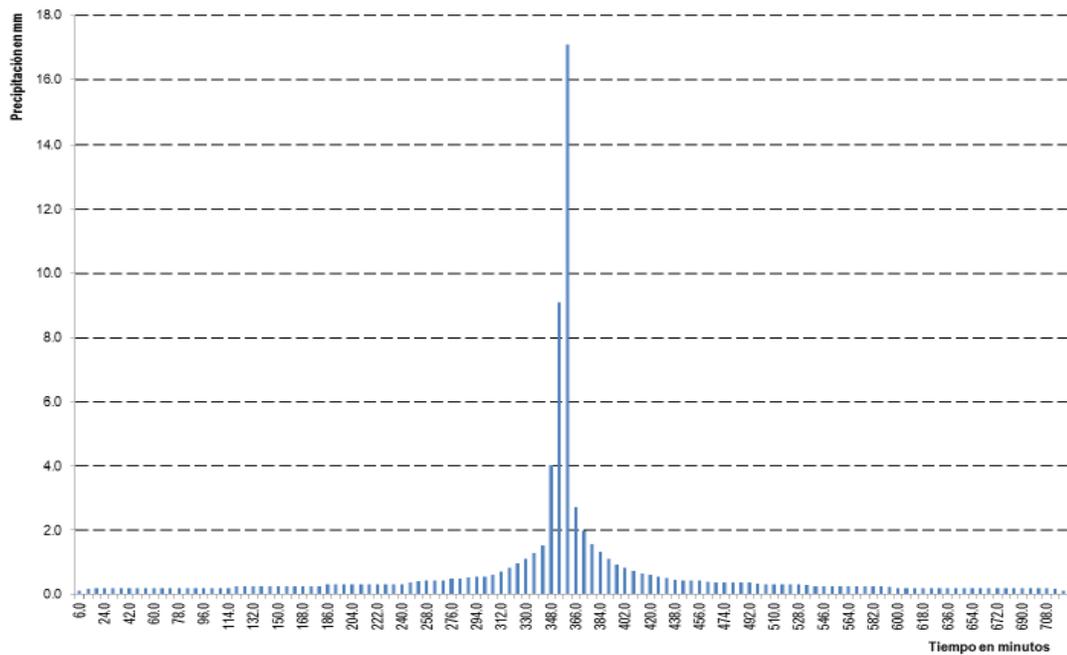


Figura 15. Hietograma sintético para la estación Cachinche. Tr = 10 años.

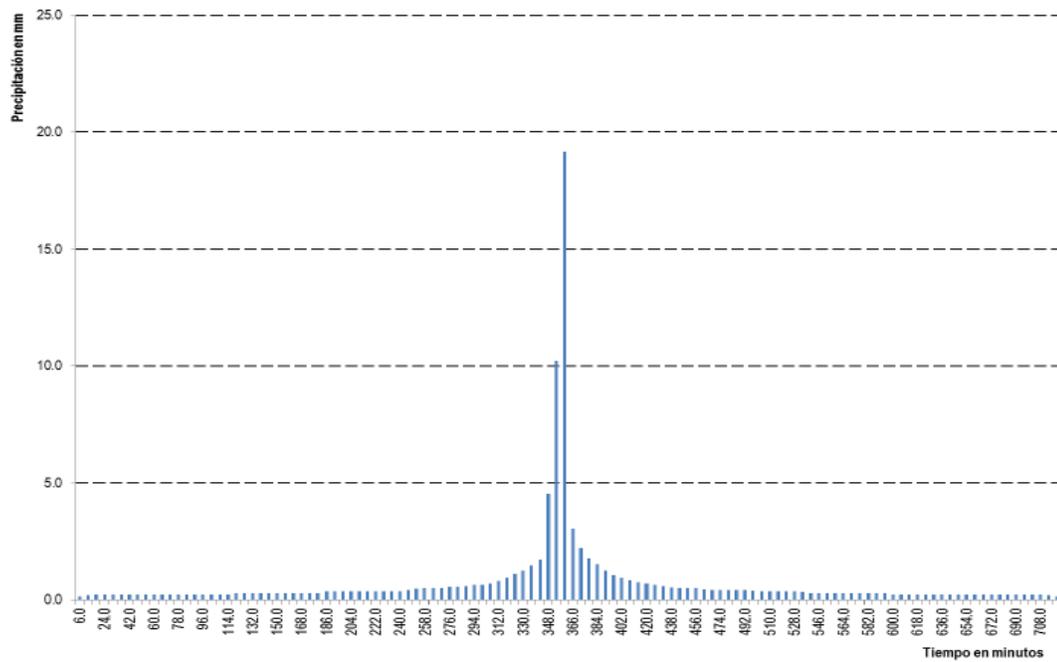


Figura 16. Hietograma sintético para la estación Cachinche. $T_r = 15$ años.

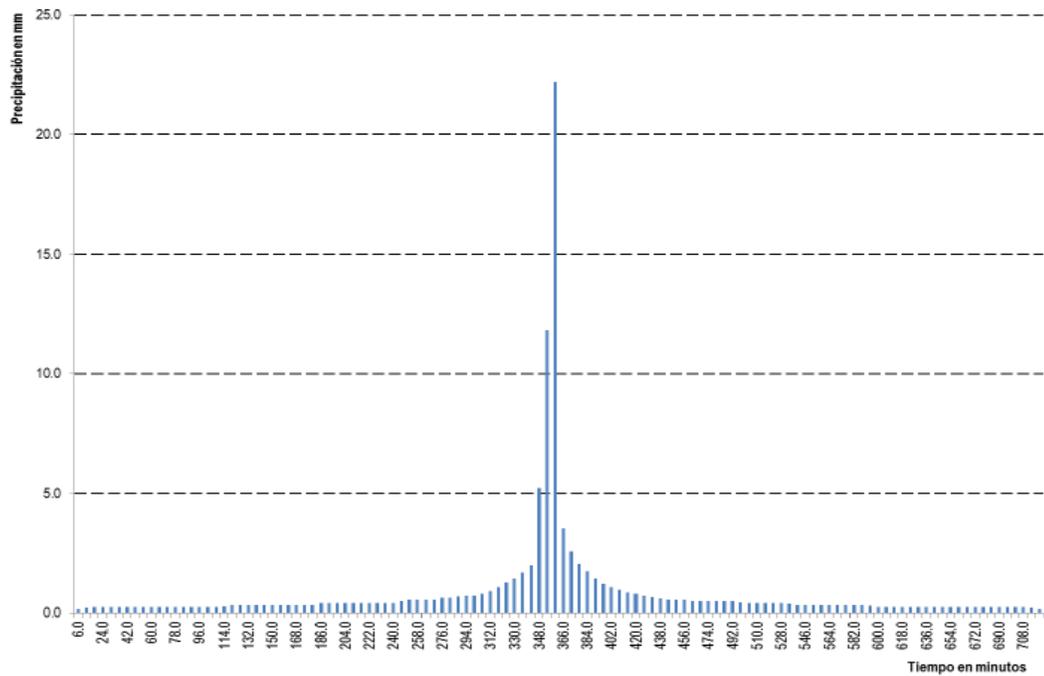


Figura 17. Hietograma sintético para la estación Cachinche. $T_r = 25$ años.

4.3. MODELACIÓN HIDROLÓGICA DEL RIO TINAQUILLO EN EL PIH

La información generada en las secciones precedentes se utilizó como insumo para emplear el software de modelización hidrológica HEC-HMS 4.2.1 con el objeto de recrear los escenarios de tormentas indicados en la Tabla 4 sobre las UHs, considerando períodos de retornos iguales a 2.33, 5, 10, 15 y 25 años respectivamente. Así, se generaron los hidrogramas de crecientes en el PIH, los cuales se requieren para dimensionar cualquier obra civil que contemple una modificación del río Tinaquillo aguas abajo del Puente Los Apamates.

La modelización se desarrolló considerando un evento de tormenta hipotético durante el mes de junio, debido a que, según la Figura 13, en dicho mes, es más probable que se produzca un gasto pico máximo como consecuencia de la alta saturación del suelo y una alta aportación de agua por la acción persistente de las lluvias.

4.3.1. Flujo base

No se cuenta con información hidrológica actualizada sobre el flujo base del río Tinaquillo en la UH. Sin embargo, se tomó como referencia las estimaciones mostrada en la Tabla 3 para junio.

4.3.2. Pérdidas por evapotranspiración

La evapotranspiración durante una tormenta comprenden las pérdidas debida a la evaporación del agua desde el suelo y la transpiración de las plantas. Una primera aproximación de la evapotranspiración, se logró considerando que el 75% de la evaporación de tina en una estación climática de referencia, corresponde a la evapotranspiración potencial (ETP). A los efectos del estudio, se consideró la estación Cachinche (serial 2319; tipo: C1; locación: 68° 08' 15'' O, 09° 53' 18'' O; elevación: 355 m.s.n.m.) como referencia representativa de ETP en la UH. La Tabla 5 muestra los registros promedio de la variable evaporación de tina. La evapotranspiración media anual en esta estación se estimó igual a 1987.89 mm/año.

Tabla 5

Evaporación de tina promedio en la estación Cachinche

Mes	mm/mes
Enero	181,64
Febrero	199,44
Marzo	245,17
Abril	202,12
Mayo	154,22
Junio	130,09
Julio	138,05
Agosto	140,72
Septiembre	142,28
Octubre	144,58
Noviembre	141,14
Diciembre	149,74

Fuente: datos provistos por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología

4.3.3. Configuración de los elementos hidrológicos para la modelización con HEC-HMS

A los efectos de la modelización hidrológica se usó un modelo concentrado. Como se comentó previamente, para modelar adecuadamente la UH se dividió en tres Unidades Hidrológicas de menor tamaño y características relativamente homogéneas (UH1, UH2 y UH3), tal cual se muestra en la Figura 12. Los diferentes elementos que conforman el sistema hidrológico bajo evaluación se interconectaron como se indica en la Figura 18, cada uno de los cuales funciona como sigue:

UH-1, UH-2 y UH-3: representan las unidades hidrológicas UH-1, UH-2 y UH-3 mostradas en la Figura 12. Los parámetros hidrológicos–hidráulicos de estos componentes se indican en la Tabla 3. El método para estimar las perdidas por infiltración–percolación es el del Número de Curva del SCS, el método de conversión lluvia – escorrentía es el del Hidrograma Unitario del SCS, el método para estimar las

perdidas por evapotranspiración es del Coeficiente Evaporativo Mensual (se consideró $K_v = 0.70$). Los hietogramas usados se muestran en las Figuras 15 a la 17, con incremento de seis minutos (Δt).

Colector UH-1, UH-2 y UH-3: representa el cauce, canal o dren que colecta la escorrentía (según sea el caso) y la transita aguas abajo. El colector UH-1 transita la escorrentía de UH-1 hasta el PIH 1 (Puente La Avenida). El PIH 1 transfiere la escorrentía a la red de cauces de UH-2, una de las cuales es el colector UH-2. Así pues, este último recibe la escorrentía de UH-1 y la conduce hasta el componente denominado PIH 2 (Puente Los Apamates lado este). El flujo que sale del PIH2 se une al proveniente del colector UH-3, cuyo flujo resultante transita a través del río Tinaquillo inmediatamente aguas abajo. El método de tránsito a través de los colectores es el de la Onda Cinemática. Los parámetros hidrológicos-hidráulicos de estos componentes se muestran en la Tabla 3.

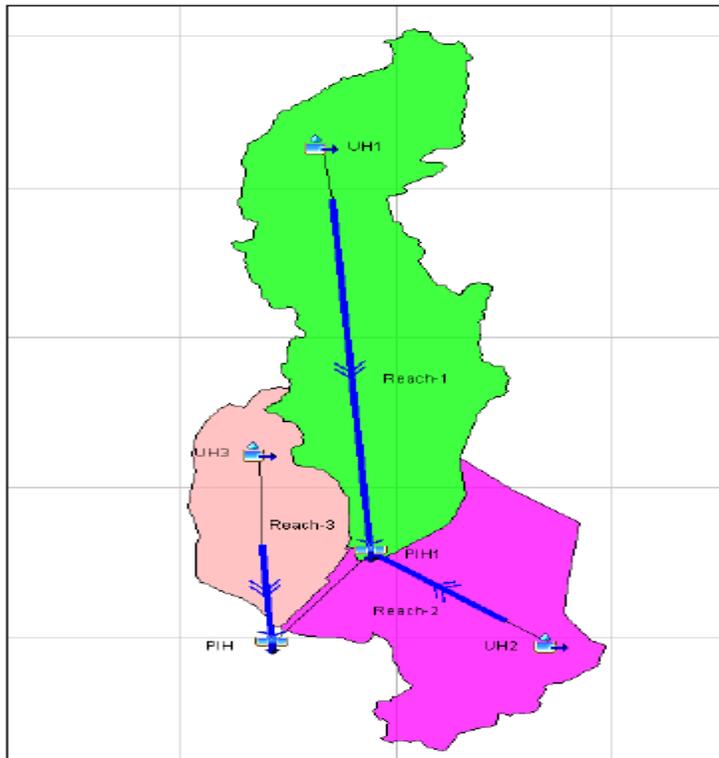


Figura 18. Configuración bajo ambiente HEC-HMS usada en la modelización hidrológica

4.3.4. Resultados del modelización con HEC-HMS

Usando toda la información fisiográfica, hidráulica, pluviométrica y de cobertura de suelo se realizó la simulación con el HEC-HMS 4.2.1, dando los resultados indicados en la Tabla 6 y figuras 19 a la 23.

Tabla 6

Caudales picos estimados en los PIHs de la UH para cada tormenta de diseño

Tr (años)	Qp (m ³ /s)			
	PIH1	PIH2	PIH3	PIH
2.33	12.9	33.1	48.5	75.8
5	23.4	51.5	66.6	111.4
10	40.7	76.9	89.6	157.6
15	55.1	95.6	105.5	192.1
25	78.3	124.5	129.3	242.7

Fuente: Elaboración propia

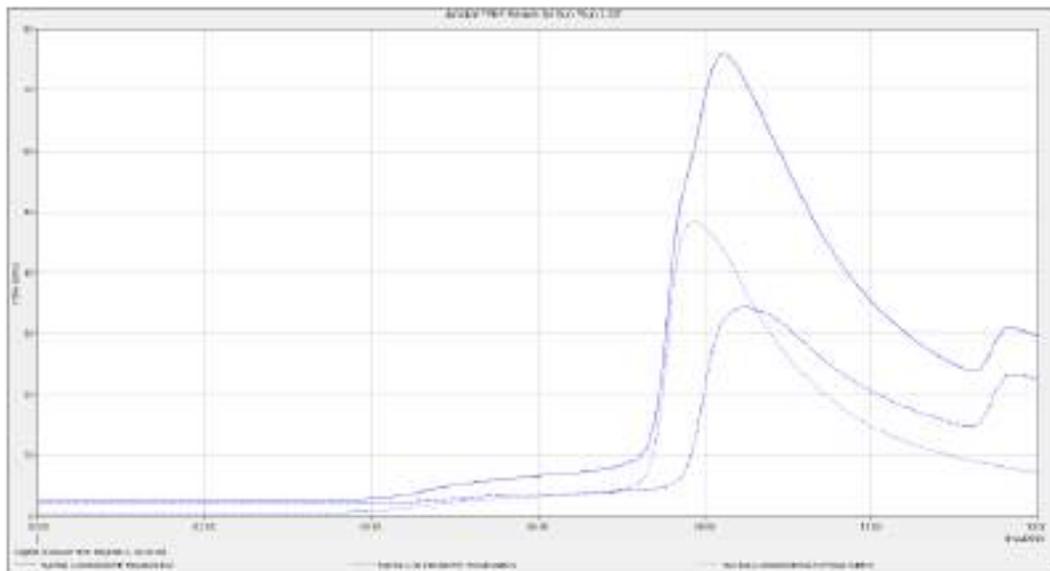


Figura 19. Hidrograma de creciente en el PIH de la UH para un Tr = 2.33 años.

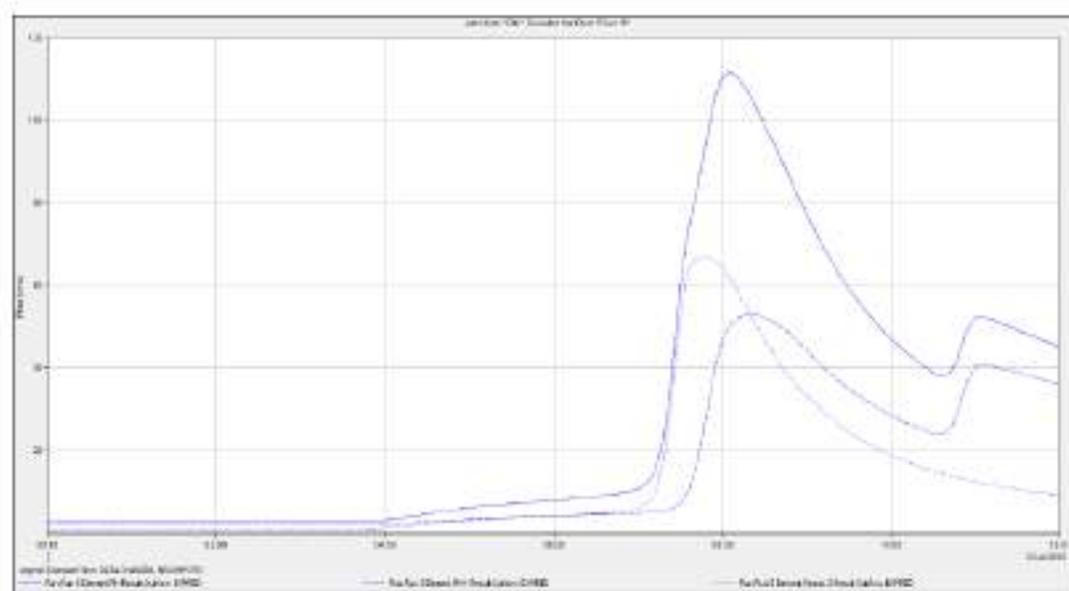


Figura 20. Hidrograma de creciente en el PIH de la UH para un $Tr = 5$ años

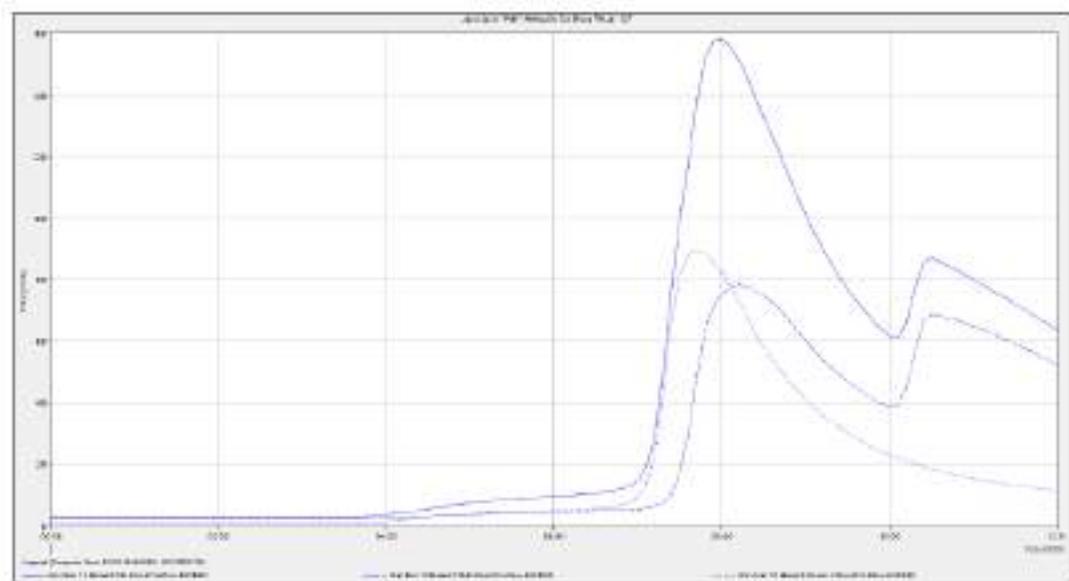


Figura 21. Hidrograma de creciente en el PIH de la UH para un $Tr = 10$ años

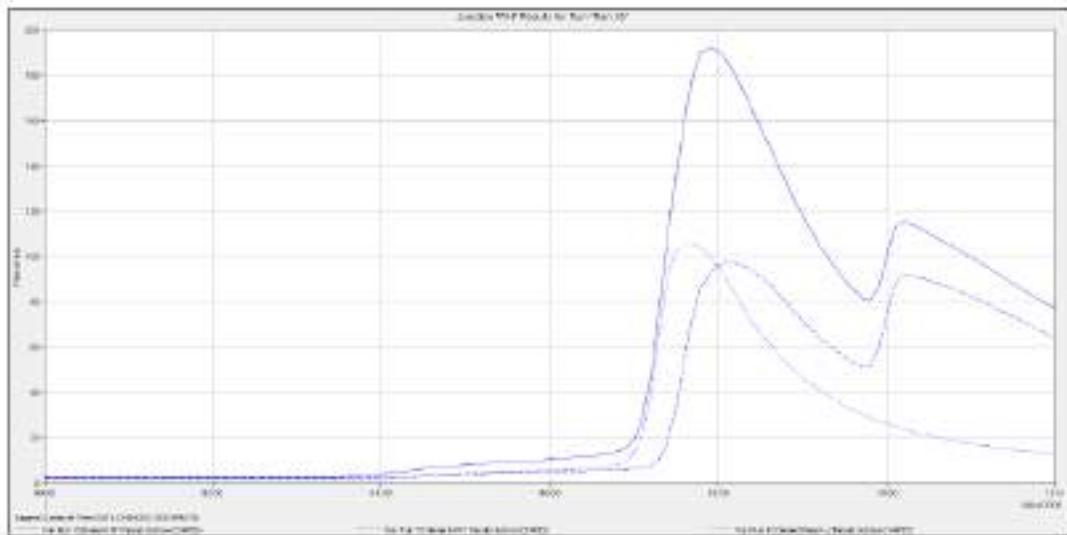


Figura 22. Hidrograma de creciente en el PIH de la UH para un $Tr = 15$ años

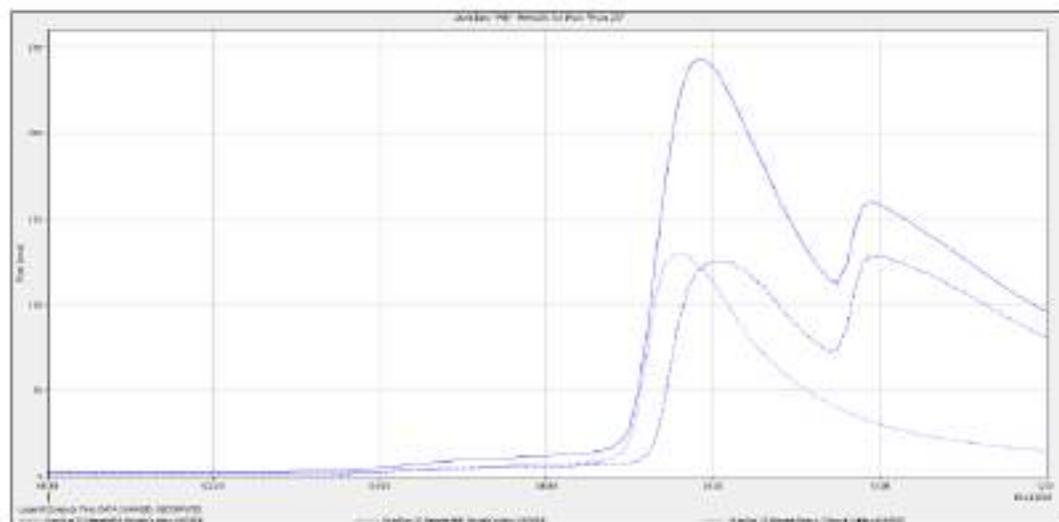


Figura 23. Hidrograma de creciente en el PIH de la UH para un $Tr = 25$ años

Los resultados presentados en este estudio deben considerarse una primera aproximación del comportamiento hidrológico del río Tinaquillo a nivel de las subcuencas estudiadas (UH1, UH2 y UH3), pues éstos se derivan de un modelo numérico no distribuido que emplea algunos parámetros hidrológicos estimados por percepción remota y otros establecidos en base al criterio personal del modelador. Igualmente, el modelo desarrollado, basado en HEC-HMS no fue calibrado con mediciones de gastos en los PIHs.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN

CONCLUSIONES

El río Tinaquillo es un cauce permanente cuyo canal principal fluye desde la Fila Naranjal (límite geográfico Cojedes-Carabobo) en sentido noreste – suroeste hasta el sector Pueblo Nuevo. Luego, cambia su sentido desde el noroeste al sureste entre Pueblo Nuevo y el Puente La Avenida, finalmente fluye en sentido noreste-suroeste entre los puentes La Avenida y Los Apamates.

Desde el punto de vista hidrográfico, la cuenca del río Tinaquillo es una cuenca dendrítica que tributa a la cuenca del río Tamanaco. Este último drena al río Tinaco. Aguas abajo, el río Tinaco desagua al río Cojedes cerca del poblado El Baúl. Finalmente, el río Cojedes se une al río Portuguesa, quien es un tributario del río Orinoco. Según la Ley de Aguas (2007), el río Portuguesa forma parte de la región hidrográfica Llanos Centro Occidentales.

El área total drenada por el río Tinaquillo, hasta inmediatamente aguas abajo del Puente Los Apamates es igual a 104.15 km². El cauce principal del río Tinaquillo tiene dos tramos claramente diferenciados por su pendiente media. El primer tramo, con una pendiente media del 0.22 % y un segundo tramo con una pendiente promedio de 0.02 %, presentando meandros alternados cuyos radios de curvatura son pequeños.

El relieve en la UH es bastante complejo, situación que se ve reflejada en la curva hipsométrica de la UH la cual muestra una transición relativamente abrupta entre la zona de montaña y las planicie, ésta situación sugiere que las crecientes podrían erosionar intensamente el lecho del cauce; en especial, aguas arriba de los 460 m.s.n.m. El análisis de pendientes, también insinúa que la velocidad del flujo es alta sobre dicha curva de nivel; por tanto, se esperaría que las crecientes transiten con rapidez en este tramo.

Los principales parámetros morfométricos son: área de la hoya hidrográfica 104,15 Km², factor forma 0,02, índice de gravelius 1,82, longitud del perímetro de la divisoria 66,32 Km, longitud axial 18,40 Km, sentido de drenaje predominante norte-

sur, longitud del cauce principal 26,70 Km, pendiente media del cauce principal 1,24%, densidad de drenaje 9,71 m de cauces/hectárea.

Las tormentas que generan el caudal máximo en el PIH, son aquellas cuya duración igualan o exceden el tiempo de concentración más alto entre UH1, UH2 y UH3 (es decir, UH1 = 230.49 minutos). Cuando se presente dicho caudal pico, ya habrá acontecido el gasto pico en UH2 y UH3, pues sus tiempos de concentración son menores menor al de UH1.

Con respecto a la respuesta hidrológica-hidráulica se tiene que los gastos picos máximos en el PIH (aguas abajo del Puente Los Apamates) son: 75.8, 111.4, 157.6, 192.1 y 242.7 m³/s para periodos de retornos iguales a 2.33, 5, 10, 15 y 25 años respectivamente.

RECOMENDACIONES

Se recomienda replicar el estudio en otros ríos del estado Cojedes donde se detecten problemas similares a los reseñados en el río Tinaquillo en la zona de estudio.

REFERENCIAS

- Aggarwal, C.C. (2015). Outlier analysis. In *Data Mining* (pp. 237-263). Springer International Publishing.
- Aguilera, J., Sánchez, N., & Morassutti, G. (2015). Evaluación de la ingeniería básica de canalización de cauces de ríos adyacentes a urbanismos. *Revista INGENIERÍA UC*, 22(3), 62-70. [Documento en línea]. En: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=70745268007> [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Aguirre-Pe, J., Olivero, M.L., & Moncada, A.T. (2000). Transporte de sedimentos en cauces de alta pendiente. *Ingeniería del agua*, 7(4), 353-365.
- Alvarado-Ancieta, C. A. (2013). Protección de la erosión en curvas abruptas usando enrocado rip-rap. *Tecnología y ciencias del agua*, 4(1), 51-82. Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/pdf/tca/v4n1/v4n1a3.pdf>
- Alvarez Sacoto, J. A., & Calle Rivera, G. F. (2013). Estudio de parámetros hidráulicos e hidrológicos para el dimensionamiento de obras para drenaje vial en la vía de acceso al sector “La Unión” en Santa Isabel–Azuay. [Documento en línea]. En: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/4472/1/TESINA.pdf> [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Alarcón, J.J., Szupiany, R., Montagnini, M.D., Gaudin, H., Prendes, H.H., & Amsler, M.L. (2003). Evaluación del transporte de sedimentos en el tramo medio del río Paraná. In *Primer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*.
- Brunner, W. 2008. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Documento técnico de acceso libre de US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center. Davis, CA, 411 pp.
- Chanson, H. (2004). *Hydraulics of open channel flow*. Butterworth-Heinemann. 650p.
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill, Interamericana S.A., Santa Fe de Bogota.
- Chow, V. Maiment, D. y Mays L. 2000. *Hidrología Aplicada*. McGraw –Hill Interamericana, S.A., 299pp.
- Chow, Ven Te. 2005 *Hidráulica de canales*. McGraw-Hill. pp. 110-111
- Ding, Y., Jia, Y., & Wang, S.S. (2004). Identification of Manning's roughness coefficients in shallow water flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(6), 501-510.
- Dominguez, M., Nathalye, D., Carvajal, N., & Michael, L. (2015). Comparación de Diversas Metodologías para Estimación de Socavación en Varios Puentes de la Provincia de Esmeraldas. [Documento en línea]. En:

- <http://www.dspace.espol.edu.ec/xmlui/handle/123456789/30984>. [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Fariás de Márquez, B. E. (2015). Validación de modelos de estimación del proceso lluvia-escorrentía en la cuenca del Río Unare (Guárico-Anzoátegui) (Master's thesis). [Documento en línea]. En: <http://www.riuc.bc.uc.edu.ve/handle/123456789/1802> [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Giraldo Arenas, G., & Vega Castillo, D. E. (2013). Propuesta metodológica para la evaluación de la susceptibilidad y socavación de puentes apoyada en un Sistema de Información Geográfico (SIG). En: <https://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/11124> [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Greis, N.P., & Wood, E.F. (1981). Regional flood frequency estimation and network design. *Water Resources Research*, 17(4), 1167-1177.
- Hernández, R. Fernández, C. Baptista, P. 2010. Metodología de la Investigación. Editorial Mc Graw Hill 5ta. Edición, 613 pp.
- Jha, A., Bloch, R., Lamond, J., 2012. Ciudades e inundaciones, Guía para la gestión integrada del riesgo de inundaciones en ciudades en el siglo 21 [libro en línea]. En https://www.gfdrr.org/sites/gfdrr.org/files/urbanfloods/pdf/World%20Bank_Ciudades%20e%20Inundaciones.pdf [Consulta: junio 02, 2016].
- Kothyari, U.C., & Ranga Raju, K.G. (2001). Scour around spur dikes and bridge abutments. *Journal of hydraulic research*, 39(4), 367-374.
- López, G., Chreties, C., & Failache, N. Avances en la hidráulica y sedimentología de puentes: el caso del puente sobre el río Santa Lucia (Uruguay). [Documento en línea]. En: http://irh-fce.unse.edu.ar/R11/TC/TC_B16_Lopez_et_al_Hidraulica_sediment_puentes_Santa%20Lucia.pdf [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Márquez A. y Guevara E. 2006. Aplicación de los modelos HEC en el análisis de variables hidrológico-ambientales. Caso de estudio de zonificación de las manchas de inundación en la cuenca del río Urama – Estado Carabobo. Proyecto de investigación de Universidad de Carabobo
- Márquez, A., Guevara, E., 2013. Calibración del proceso lluvia- escorrentía para zonificación de planicies inundables de la cuenca del río Unare, Venezuela. Memorias del VIII congreso nacional y 2do congreso internacional de investigación de la universidad de carabobo
- Melville, B.W. (1997). Pier and abutment scour: integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(2), 125-136.
- Medrano M., Castro A. y Cuevas A. 2006. Cálculo del número de curva de escurrimiento mediante aplicación de técnicas de evaluación multicriterio en un entorno SIG. Ponencia en XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Ciudad Guayana, Venezuela

- Mueller, D.S., Parola, A.C., Hagerty, D.J., & Benedict, S.T. (2006). Scour at contracted bridges. Transportation Research Board.
- Narváez, R. (1997). Orientaciones Prácticas para la Elaboración de Informes de Investigación. 2da edición. Universidad Nacional Experimental Politécnica Antonio José de Sucre., Bolívar, Venezuela.
- Obregón, V., Saavedra, I., & Nava, M. (2012). Evaluación del flujo de agua superficial y subterránea en la Ciudad Universitaria de Caracas. Resultados en avance. [Documento en línea]. En: Tecnología y Construcción, 22(2). <http://opsu.sicht.ucv.ve/bvd/pdf/FLUJO-CUC-Victor%20Obregon.pdf>. [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Quiroz, I. 2008. Modelación de las crecientes en la microcuenca la Yaguara. Caso de estudio: sector la Yaguara-Urbanización Los Jardines del municipio San Carlos. estado Cojedes. Unellez, Coordinación de Postgrado. Cojedes, Venezuela.
- Ramírez, T. (1999). Como Hacer un Proyecto de Investigación: Guía Práctica. Editorial Panapo, Caracas, Venezuela, 102 pp.
- Rincón, J., Leon, J., & Graterol, J. (2015). Comparative analysis of the HEC-RAS and BRI-STARS models in the hydraulic evaluation of bridges considering the fixed bed. Revista Ingeniería UC, 22(3), 41-51. En: <http://servicio.bc.uc.edu.ve/ingenieria/revista/v22n3/art04.pdf> [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- Rodríguez, E., González, R., Medina, M., Pardo, Y., y Santos, C. 2006. Propuesta Metodológica para la Generación de Mapas de Inundación y Clasificación de Zonas de Amenaza. Caso de estudio en la parte baja del río Las Ceibas (Neiva-Huila). Revista Avances en Recursos Hidráulicos No. 16: 61-78.
- Rojas, R. (2005). Evaluación preliminar del modelo HEC-HMS. Centro de Estudios Forestales y Ambientales de Postgrado. Universidad de Los Andes. [Documento en línea]. En: <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rojas.r/evalhec.pdf> [Consulta: Mayo 12, 2016]
- Torres Sánchez, J. S. (2013). Evaluación de crecientes para el diseño de los puentes Pata, Saraconcho y Guachicono en Colombia. [Documento en línea]. En: <http://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/10654/9944/2/TorresSanchezJuanSebastian2013.pdf> [Consulta: Diciembre 12, 2016]
- US Army Corps of Engineers. 2002. River Analysis System. HEC-RAS version 3.1. Hydraulic Reference Manual.
- Valencia, F. y Guevara, E. 2012. Validación de los Modelos HEC RAS y FLO2D para establecer Manchas de Inundación en la Cuenca del Rio Cabrioles, Venezuela. XXV Congreso Latinoamericano de Hidrología. San José, Costa Rica. 9-12 de Septiembre. Acta del congreso ISBN 978-9968-933-06-03.
- Venezuela 2013. Asamblea Nacional de la República Bolivariana de Venezuela. Proyecto Nacional Simón Bolívar. Segundo Plan Socialista: Desarrollo Económico y Social de la Nación 2013-2019. Caracas. Venezuela 2013. [Documento en línea].

- En:http://www.asambleanacional.gob.ve/uploads/botones/bot_90998c61a54764da3be94c3715079a7e74416eba.pdf. [Consulta: Mayo 12, 2016]
- Venezuela. 1999. Constitución de la República Bolivariana de Venezuela. Gaceta Oficial N° 36.860. Caracas, diciembre 30.
- Velásquez, J. P. P., & Pacheco, A. S. (2013). Estudio hidrológico-hidráulico para el diseño del puente sobre la quebrada Valente ruta nacional 801 Talamanca, provincia de Limón, informe final. [Documento en línea]. En: http://www.mag.go.cr/acerca_del_mag/programas/sixaola-proy-CP-01-14-valente-IH-informe-Final-rev1.pdf [Consulta: Mayo 12, 2016]
- Villón, M. 2001. Hidroestadística. Editorial Villón. Lima-Peru.299p.
- Villón M. 2002. Hidrología. Instituto tecnológico de Costa Rica. 436 p.
- Woody C. 1956. Estimating hydraulic roughness coefficients. Agricultural Engineering, Vol. 37, N° 7. pp. 473-475