

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 CAÑO ONOTO
EN EL PUENTE ONOTO, MUNICIPIO ANZOÁTEGUI, ESTADO COJEDES**

Autor: Carlos Miranda
Tutor: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

SAN CARLOS, MARZO DE 2018

Universidad Nacional Experimental
de los Llanos Occidentales
“EZEQUIEL ZAMORA”



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

La Universidad que siembra

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA HIDROLÓGICA DEL CAÑO ONOTO
EN EL PUENTE ONOTO, MUNICIPIO ANZOÁTEGUI, ESTADO COJEDES**

Requisito parcial para optar al grado de

Magister Scientiarum

AUTOR: Carlos Miranda

C.I. N° V-10.992.952

TUTOR: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

SAN CARLOS, MARZO 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 CAÑO ONOTO EN EL PUENTE ONOTO, MUNICIPIO ANZOÁTEGUI, ESTADO COJEDES**, presentado por Carlos Miranda, titular de la Cédula de Identidad N° V- 10.992.952, 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 veintiséis días del mes de marzo 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 esta tesis.

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

Carlos Miranda

INDICE	Pág.
LISTA DE TABLAS y FIGURAS	viii
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I	3
EL PROBLEMA	3
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
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	14
2.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	19
2.2.1. Calculo de perfiles hidráulico en cauces	19
2.2.2. Estimación del perfil hidráulico a través del método del paso estándar	20

2.2.3. Generalidades sobre los modelos hidrológicos e hidráulicos	21
2.2.4. Estimación de los gastos picos	22
2.2.5. Generación y transporte de sedimento en los ríos	23
2.2.6. Socavación en puentes	24
2.2.7. Socavación en los estribos basado en el enfoque Froehlich	24
CAPÍTULO III	29
MARCO METODOLÓGICO	29
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	29
3.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN	29
3.3. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	29
3.4. UNIDAD DE ESTUDIO	29
3.5. FASES DE LA INVESTIGACIÓN	30
3.5.1. Fase I, Caracterización de la morfometría e hidrografía en la planicie de inundación	30
3.5.2. Fase II, Estimación de las principales características hidrológicas, hidráulicas y sedimentológicas del caño Onoto a la altura del puente Onoto	31
3.5.3. Fase III, Análisis la respuesta hidrológica-hidráulica del caño Onoto en el puente Onoto, ante diferentes eventos extraordinarios	31
CAPÍTULO IV	33
DESCRIPCIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	33
4.1. CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LA UNIDAD HIDROLÓGICA	33

4.1.1. Generalidades de la geomorfología en la UH	33
4.1.2. Principales parámetros morfométricos de interés hidrológicos en la UH	36
4.1.3. Tiempo de concentración y retardo del caño Onoto	37
4.1.4. Número de Curvas de esorrentía ponderado de la unidad hidrológica	38
4.1.5. Discretización de la unidad hidrológica para su adecuada modelización	41
4.1.6. Parámetros hidrológicos de la sub-cuencas de UH	42
4.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LAS TORMENTAS Y OTROS ELEMENTOS DEL CLIMA	42
4.2.1. Generalidades sobre la precipitación en la UH	42
4.2.2. Modelo de Intensidad-Duración-Frecuencia (Modelo IDF) en la UH	43
4.2.2.1. Información base	43
4.2.2.2. Análisis de la información	43
4.2.2.3. Curvas de IDF estimadas	45
4.2.2.4. Hietogramas de tormenta en la UH	46
4.2.2.5. Patrón de viento dominante	50
4.2.2.6. Temperatura del aire y radiación solar incidente	53
4.3. BALANCE HIDRICO Y APORTE DE SEDIMENTOS EN UH1	55
4.3.1. Balance hídrico	55
4.3.2. Estimación de la carga de azolve	59
4.4. MODELACIÓN HIDROLÓGICA DEL CAÑO ONOTO EN EL PIH1	61

4.4.1. Flujo Base	61
4.4.2. Pérdidas por evapotranspiración	62
4.4.3. Configuración de los elementos hidrológicos para la modelización con HEC-HMS	62
4.4.4. Resultados del modelización con HEC-HMS	62
4.4.5. Posibles efectos hidrológicos del embalse sobre Puente Onoto	65
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN	67
CONCLUSIONES	67
RECOMENDACIÓN	68
REFERENCIAS	69
ANEXOS	70

LISTA DE TABLAS y FIGURAS

TABLAS	Pág
1. Valores del coeficiente Kf del método de Froehlich	26
2. Parámetros morfométricos de la UH aguas arriba del PIH2	37
3. Caracterización de la cobertura del suelo en la UH Junio 2016	40
4. Parámetros hidrológicos de las sub-cuencas en la UH	42
5. Intensidad de las tormentas locales en la estación pluviométrica Guabinas para diferentes períodos de retorno y duraciones	46
6. Lámina total precipitada en los eventos de tormentas sintéticas	47
7. Componentes del balance hídrico en la UH1 para el periodo 1950-2016 según el LACFDM en mm/día	56
8. Como la Tabla 3.1 pero en m ³ /día	56

9. Escorrentía generada en la UH1 para el periodo 1950-2016 según el LACFDM en m ³ /mes	57
10. Evaporación de tina media en la estación Las Majaguas expresada en mm/mes. Periodo 1962-1983	62
11. Caudales picos estimados en los PIHs de la UH para cada tormenta de diseño	63

FIGURAS

Pág

1. Representación esquemática de la carga total de sedimento en un cauce aluvial	24
2. Modelo físico de socavación en un estribo	26
3. Cálculo del parámetro L en el método de Método de Froehlich	27
4. Formas comunes de estribos consideradas en el método de Froehlich	28
5. Cálculo del parámetro L del Método de Froehlich cuando el puente es perpendicular al flujo	28
6. Hipsometría de la cuenca del Caño Onoto hasta el PIH2	34
7. Pendiente media del terreno en la cuenca del Caño Onoto hasta el PIH2	34
8. Sitios relevantes en la cuenca del Caño Onoto hasta el PIH2	35
9. Curva hipsométrica de la cuenca de Caño Onoto hasta el PIH2	35
10. Perfil longitudinal aproximado del Caño Onoto aguas arriba del PIH2	36
11. Distribución de las principales coberturas y usos del suelo en la UH para junio 2016. Basado en el NDVI máximo mensual a nivel de pixel	40
12. Distribución de las sub-cuencas en la UH para la modelización hidrológica	41
13. Coeficiente pluviométrico estimado para la estación San Rafael de Onoto durante el periodo 1952-2002	43

14. Curvas de IDF estimadas para la estación Guabinas basada en las observaciones del periodo 1967-1993	45
15. Hietograma sintético para la estación Guabinas. Tr = 2.33 años	47
16. Hietograma sintético para la estación Guabinas. Tr = 5 años	48
17. Hietograma sintético para la estación Guabinas. Tr = 10 años	48
18. Hietograma sintético para la estación Guabinas. Tr = 15 años	49
19. Hietograma sintético para la estación Guabinas. Tr = 25 años	49
20. Velocidad del viento en km/h mensualmente promediada en la estación 2311 durante el periodo 1981 – 2000	50
21. Rosa del viento en la estación 2311 para el periodo 1981 – 2000. La velocidad se expresa en km/h	51
22. Igual que Figura 21, pero para los meses mayo a octubre	52
23. Igual que la Figura 21, pero para los meses enero hasta abril junto a noviembre y diciembre	53
24. Temperatura media, máxima y mínima promediada por mes durante el periodo 1981-2000 en la estación 2311	54
25. Radiación incidente promediada por mes durante el periodo 1983-1996 en la estación 2311	54
26. Balance hídrico mensual de largo plazo en la UH1	58
27. Anomalía mensual de la esorrentía estimada en la UH1 desde julio 1950 hasta julio 2016	59
28. Hidrograma de creciente en UH1 para un Tr = 2.33 años	63
29. Hidrograma de creciente en UH1 para un Tr = 5 años	64
30. Hidrograma de creciente en UH1 para un Tr = 10 años	64
31. Hidrograma de creciente en UH1 para un Tr = 15 años	65
32. Hidrograma de creciente en UH1 para un Tr = 25 años	65

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 CAÑO ONOTO
EN EL PUENTE ONOTO, MUNICIPIO ANZOÁTEGUI, ESTADO COJEDES**

AUTOR: Carlos Miranda

TUTOR: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

AÑO: 2018

RESUMEN

Se evaluó la respuesta hidrológica-hidráulica del caño Onoto en el puente Onoto. No se realizó validación ni calibración de las ecuaciones empleadas. Entre los principales resultados que se reportan están: los indicadores morfométricos estimados más importantes para la microcuenca aportante al embalse son; área drenada igual a 82.77 hectáreas (0.83 km^2), nivel de cobertura vegetal está sobre el 90% (para julio 2016), el tiempo de concentración en el PIH1 es igual a 11.26 minutos, la longitud de cauce principal es de 1025 m, la pendiente media del cauce principal es de 0.07 m/m, el ancho del fondo del cauce principal presenta un valor igual a 20 m, la relación de talud del cauce principal (1 H: 1 V): 1.00, el número de Manning ponderado (N) es de 0.045. Con respecto a la estacionalidad pluviométrica, se tiene que la temporada seca va desde noviembre hasta abril, seguida por una temporada de lluvias entre mayo y octubre. La Intensidad media de la lluvia es de 37.26 mm/hora para una hora de duración y un periodo de retorno de 2.33 años. El rango de escorrentía a largo plazo se caracteriza por poseer un estiaje mínimo entre enero y marzo ($0 \text{ m}^3/\text{s}$), y un gasto máximo en julio. Las rachas secas recientes basadas en la escorrentía efectiva se presentaron en: Junio-Agosto 1994; Julio-Agosto 2013; Mayo-Septiembre 2015; con anomalías mensuales menores a -0.50. La producción de sedimentos se caracteriza por presentar una carga máxima de azolve para la cuenca igual a $7.56 \text{ m}^3/\text{año}$. La respuesta hidrológica en el PIH1 presenta los siguientes gastos picos máximos en: 5.30, 9.90, 16.50, 22.50 y $30.90 \text{ m}^3/\text{s}$ para periodos de retornos iguales a 2.33, 5, 10, 15 y 25 años, respectivamente.

Palabras clave: *caudal pico, respuesta hidrológica-hidráulica, caño Onoto, azolve.*

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 CAÑO
ONOTO IN THE ONOTO BRIDGE, MUNICIPIO ANZOÁTEGUI, COJEDES
STATE**

AUTOR: Carlos Miranda

TUTOR: Luis Henríquez Rumbo Mendoza

AÑO: 2018

ABSTRACT

The hydrological-hydraulic response of the Onoto pipe was evaluated in the Onoto bridge. There was no validation or calibration of the equations used. Among the main results that are reported are: the most important estimated morphometric indicators for the microbasin contributing to the reservoir are; drained area equal to 82.77 hectares (0.83 km²), plant cover level is over 90% (for July 2016), the concentration time in PIH1 is equal to 11.26 minutes, the main channel length is 1025 m, the average slope of the main channel is 0.07 m / m, the width of the bottom of the main channel has a value equal to 20 m, the slope ratio of the main channel (1 H: 1 V): 1.00, the weighted number of Manning (N) is 0.045. With respect to rainfall seasonality, the dry season runs from November to April, followed by a rainy season between May and October. The average intensity of the rain is 37.26 mm / hour for one hour and a return period of 2.33 years. The range of long-term runoff is characterized by having a minimum dry season between January and March (0 m³/s), and a maximum expenditure in July. The recent dry spells based on effective runoff occurred in: June-August 1994; July-August 2013; May-September 2015; with monthly anomalies less than -0.50. The production of sediments is characterized by having a maximum load of silt for the basin equal to 7.56 m³/year. The hydrological response in the PIH1 presents the following maximum peak costs in: 5.30, 9.90, 16.50, 22.50 and 30.90 m³/s for periods of equal returns to 2.33, 5, 10, 15 and 25 years, respectively.

Keywords: *Peak flow, scouring, hydrological-hydraulic response, Tinaquillo river.*

INTRODUCCIÓN

Los desastres tienen un efecto negativo sobre las condiciones de vida de la población, el desempeño económico de los países o regiones en que ocurren, además de que perjudican el acervo y los servicios ambientales. Las secuelas de los desastres se prolongan más allá del corto plazo y, en ocasiones, provocan cambios irreversibles tanto en las estructuras económicas y sociales como en el medio ambiente. En el caso de los países industrializados, los desastres afectan gravemente las considerables existencias de capital acumulado, en tanto que las pérdidas de vidas humanas son limitadas gracias, entre otros factores, a la disponibilidad de sistemas eficaces de alerta temprana y evacuación, así como a una mejor planificación del desarrollo urbano y a la aplicación de estándares y códigos de construcción más estrictos.

En los países en desarrollo, en cambio, el número de muertes suele ser elevado debido a su mayor vulnerabilidad, uno de cuyos componentes es la ausencia o ineficacia de los sistemas de pronóstico y evacuación. Si bien en estos casos las pérdidas de capital son menores en términos absolutos comparadas con las de los países desarrollados, su peso relativo y su impacto económico general suelen ser muy significativos, e incluso afectan su sustentabilidad.

Nuestro territorio no escapa a toda esta realidad, según reporta la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL, 1994), Venezuela está sufriendo un estado de alerta de vulnerabilidad y riesgo ante desastres naturales, siendo la magnitud y la severidad del impacto de eventos como inundaciones y deslizamientos los que ponen en evidencia no sólo la fragilidad ambiental, económica y social de las zonas afectadas; además afirman que la magnitud y frecuencia de este tipo de desastres parecería incrementarse año tras año.

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 caño Onoto ubicada en el estado Cojedes, donde se identifican

asentamientos humanos ubicados en zonas de alto riesgo de inundación. Todo lo anterior se complica con 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 aislada descuidando las acciones de prevención y gestión del riesgo.

Bajo estas premisas, esta investigación se centró en la evaluación de la respuesta hidrológica-hidráulica del caño Onoto en el puente Onoto, municipio Anzoátegui, 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. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las inundaciones en ciudades constituyen un desafío grave y creciente, el cual se ve acrecentado por las distintas tendencias de la urbanización y los cambios climáticos que se vienen sucediendo, todo esto 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 (Jha, Bloch y Lamond, 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, se afirma 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, 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 (Jha, Bloch y Lamond, 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 emblemático de este problema, lo representa la cuenca del caño Onoto, el cual en numerosas ocasiones ha presentado problemas de desborde 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-hidráulica del caño Onoto en el puente Onoto, municipio Anzoátegui, estado Cojedes.

Vista la situación problemática se plantean las siguientes interrogantes de investigación: ¿cuáles serán las principales características morfométricas de la cuenca del caño Onoto a la altura del puente Onoto?, ¿cuáles serán las principales características hidrológicas, hidráulicas y sedimentológicas del caño Onoto a la altura del puente Onoto?, ¿cuál será la magnitud de la socavación general y localizada sobre el puente Onoto ante diferentes eventos?, ¿cuál será la respuesta hidrológica-hidráulica del caño onoto sobre el puente Onoto ante diferentes eventos?

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 resultará 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 problemas de socavación en estructuras sobre un río como los puentes y el manejo de caudales extraordinarios, 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 promoverá 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 propuesta plantea 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 Caño Onoto en el puente Onoto, municipio Anzoátegui, estado Cojedes.

1.3.2. Objetivos específicos

Caracterizar la morfometría de la planicie de desborde del Caño Onoto a la altura del puente Onoto, a los fines de generar información básica para los análisis hidrológicos e hidráulicos.

Estimar las principales características hidrológicas-hidráulicas del Caño Onoto a la altura del puente Onoto.

Analizar la respuesta hidrológica del Caño Onoto en el puente Onoto, ante diferentes eventos extraordinarios.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. A nivel internacional

A continuación, 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, pero enfatizando que por limitaciones de espacio debe considerarse esta sección una primera aproximación del estado del arte real.

Torres (2017), realizó un estudio titulado “modelación hidrológica para el estudio de inundación, en el departamento de Cundinamarca, del río Frío a la altura del municipio de Chía”, la investigación consistió en una modelación hidrológica para el estudio de inundación, en el departamento de Cundinamarca, del río Frío para localizar las áreas propensas a las inundaciones. Se empleó información cartográfica con el fin de delimitar las cuencas en la zona del proyecto. Se utilizaron datos de caudales en la estación puente Virginia ubicada en el río Frío. A los registros históricos se les realizó un ajuste a una función de densidad de probabilidad, con el fin de obtener probabilidades y frecuencias. Una vez realizado el ajuste de los datos con las funciones paramétricas Gumbel y Pearson III, se calcularon los caudales máximos para periodos de retorno 2.33, 5, 10, 20, 50, y 100 años. Luego de ello se realizó una transposición de caudales que relaciona el área de la cuenca con información en este caso el caudal, con el área de la cuenca que no posee información. Una vez que se obtuvieron los caudales máximos puntuales en la entrada del río Frío, se realizó la modelación; en primer lugar, se generó un Modelo Digital de Terreno, (DEM) con ayuda del Software ArcGIS 10.1 con curvas de nivel y batimetría en el tramo del río: y con él la geometría del río. En el HEC-RAS se obtuvieron los resultados hidráulicos del río como el perfil de flujo, láminas de agua y número de Froude. Los resultados hidráulicos fueron exportados al programa

ArcGIS 10.1, para dibujar los polígonos de inundación los cuales representan las manchas de inundación para 100 años.

Díaz *et al.* (2016), presentan un análisis sobre la hidrología superficial de la Región Hidrográfica del río Gallegos (Sur de la provincia de Santa Cruz, Argentina), analizaron la producción mensual, estacional y anual de aguas de superficie en cursos principales y tributarios del río Gallegos. En términos generales la información hidrológica disponible, procedente de unas pocas estaciones de monitoreo en un territorio extenso, resulta escasa, dispersa y discontinua, no obstante lo cual se pudo realizar una aproximación preliminar del comportamiento del agua en superficie y su variabilidad espacial a escala de cuenca, así como identificar vacíos de información y conocimiento que podrían orientar líneas de investigación y trabajo futuros. Los ríos Rubens y Penitente aportan conjuntamente, entre los pocos tributarios del sistema hidrográfico, los mayores caudales mensual y estacional. Los regímenes fluviales predominantes evidencian una dependencia de las precipitaciones de otoño-invierno y fusión de nieve estacional. En términos generales las tendencias observadas revelan un ligero incremento en los caudales medios anuales y mensuales hacia 2014 con la excepción de ríos tributarios del E. como el río Ci Aike/Chico, con una clara tendencia decreciente.

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 Lucia (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 desarrollado 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 un trabajo publicado en el ámbito nacional que tiene relación con el interés de investigación del presente trabajo y que constituye un aporte significativo al logro de los objetivos que se plantearon, pero enfatizando que por limitaciones de espacio debe considerarse esta sección una primera aproximación del estado del arte real.

Freitez, Martínez y Rincón (2017), realizaron la evaluación hidráulica de los puentes sobre la quebrada La Guardia aplicando un modelo bidimensional con fondo móvil, el trabajo tuvo como objetivo principal evaluar desde el punto de vista hidráulico, los puentes sobre la quebrada La Guardia considerando el fondo móvil y mediante el uso de un modelo bidimensional llamado Iber, una vez que el mismo ya fue reconstruido luego de la falla ocurrida en el año 2008 producto de los efectos erosivos del agua. Para ello se construyó el modelo digital de elevación a partir del levantamiento topográfico realizado, y con los datos hidrológicos obtenidos de

estudios anteriores, se realizó el montaje del modelo en Iber para su simulación y posterior análisis de resultados. Se obtuvo profundidades mayores (1,34 m a 2,22 m) y régimen subcrítico aguas arriba del primer puente, mientras que aguas abajo del segundo puente las profundidades son menores a 1 m y el régimen es supercrítico. La máxima erosión se presenta alrededor de las pilas en el primer puente con un valor de 1,50 m. Se determinó la importancia que tiene la estructura de protección de lecho ubicada aguas abajo del segundo puente, puesto que de los resultados obtenidos se concluyó que este era el lugar más sensible a degradación del fondo del cauce y donde las velocidades son máximas.

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 subcrítico; 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.

Valencia y Guevara (2014), realizaron una investigación titulada “validación del modelo HEC HMS en la cuenca del rio Cabriales para el análisis hidrológico”, los autores han evaluado las amenazas de eventos hidrometeorológicos en la cuenca. Han determinado los picos de crecidas para diferentes períodos de retorno con el empleo del modelo HEC-HMS. Realizaron una calibración y validación del modelo usando como información base los registros de las tormentas ocurridas en los años 1971, 1986 y 2008, debido a esos eventos ocasionaron daños muy importantes al inundar y destruir áreas e infraestructura urbanas en la ciudad de Valencia. El estudio mostró que el modelo HEC-HMS caracteriza de manera adecuada los hidrogramas de las tormentas históricas utilizadas, lo cual permite recomendar el uso de la estructura hidrológica planteada para futuras estimaciones de caudales máximos.

Rincón y Perozo (2014), desarrollaron una investigación titulada “comportamiento hidráulico de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente ubicado sobre la troncal 7, municipio Jiménez, estado Lara”, los autores presentan análisis del comportamiento hidráulico de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente ubicado sobre la troncal 7, en el municipio Jiménez del estado Lara. Dicho análisis se realizó bajo los enfoques de flujo permanente y no permanente con fondo fijo. Se emplearon dos modelos matemáticos, el HEC – HMS para el análisis hidrológico de la cuenca aportante al sitio de estudio y el HEC-RAS para el análisis hidráulico.

Se pudo concluir de acuerdo a los resultados del modelo que la quebrada presenta un flujo muy cercano al crítico, debido a que se producen transiciones constantes entre los dos regímenes de flujo (subcrítico - supercrítico), lo que amerita desde el punto de vista del modelo, un menor espaciamiento de las secciones

transversales y de la aplicación del método de “Inercia Parcial Local” para generar soluciones que fuesen estables numéricamente. Se encontró que para flujo permanente se obtuvieron las máximas profundidades y para el flujo no permanente las máximas velocidades, los cuales son parámetros requeridos para cualquier estudio de socavación en el puente y en sus cercanías. También se comprobó la capacidad que poseen las secciones representativas de la Quebrada Atarigua, como el puente sobre esta, para transitar el flujo sin riesgos de desbordamientos para un evento asociado a 100 años de período de retorno.

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.

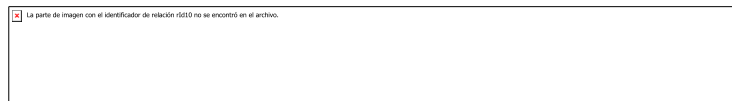
2.2.1. Cálculo de perfiles hidráulico en cauces

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:



(1)

Donde:

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

Z_1, Z_2 : elevación del canal principal, m

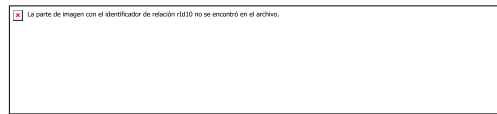
V_1, V_2 : velocidades medias en la sección (descarga total/área de flujo total), m/s

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

g : aceleración de la gravedad, m/s^2

h_e : pérdidas de energía, m

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



(2)

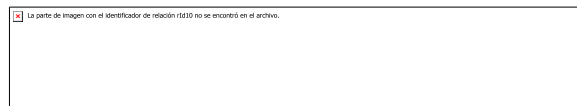
Donde:

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:



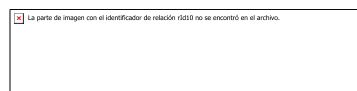
(3)

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.



(4)

Donde:

Q: caudal medio de la subdivisión, m^3/s

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

A: área de flujo para la subdivisión, m^2

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 transversales.

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 escorrentía 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.

2.2.5. Generación y transporte de sedimento en los ríos

La precipitación y la escorrentía desnudan y erosionan las cuencas hidrográficas. Una cantidad considerable del perfil superior del suelo es acarreado hacia los ríos y finalmente, transportado por el flujo. Cuando disminuye la velocidad del agua, el material acarreado se deposita gradualmente. Su acumulación eleva el lecho de los ríos e incrementa el riesgo de desborde hacia las planicies. El sedimento en un momento y lugar dado, está presente como sedimento suspendido (carga suspendida; *suspended load*, en idioma inglés), sedimento de fondo (carga de fondo;

bed load, en idioma inglés) o ambos (Figura 1). La carga de fondo se incorpora a la carga suspendida o viceversa según la magnitud que adquiera el esfuerzo de cizalladura en la cercanía del lecho (Alarcón et al., 2003; Paredes, 2014). En este contexto, la socavación es un proceso físico causado por la acción erosiva del agua, el cual incorpora carga suspendida al flujo del río durante la ocurrencia de una avenida extraordinaria.

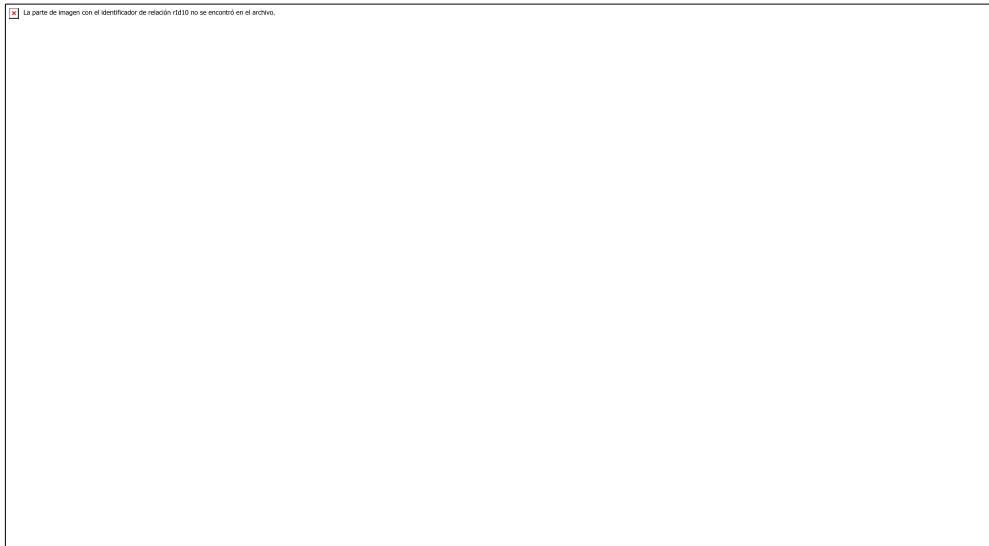


Figura 1.

Representación esquemática de la carga total de sedimento en un cauce aluvial

Fuente: tomado de Paredes (2014)

2.2.6. Socavación en puentes

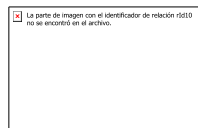
Como se comentó en el apartado anterior, la socavación es un fenómeno natural causado por la acción erosiva del agua. Este mecanismo físico, favorece el acarreo del material granular del lecho y las bancas de los ríos y quebradas permanentes. En efecto, es una de las principales causas de falla de los puentes, especialmente durante la temporada de lluvias. Los puentes están expuestos a tres tipos de socavación: por contracción, en las pilas y en los estribos. La máxima profundidad de socavación depende, fundamentalmente, del tipo de flujo, material presente en el lecho del cauce y la geometría del puente (Aguirre-Pe et al., 2000; Paredes, 2014). Puesto que este estudio en su tercer objetivo específico se focaliza en la socavación local en los estribos, seguido se describe el enfoque empírico de Froehlich para estimar la profundidad de este tipo socavación.

2.2.7. Socavación en los estribos basado en el enfoque Froehlich

El flujo de un río puede distorsionar el lecho en diferentes formas, producto de la acción del esfuerzo cortante sobre los granos de sedimento. Según Chanson

(2004), los parámetros hidráulicos que determinan la forma del lecho son la pendiente del fondo, la profundidad del agua, la velocidad del flujo, el tamaño del sedimento y la velocidad de asentamiento de las partículas. Cuando la velocidad media del flujo es pequeña, el lecho no se mueve (condición de aguas claras). Al incrementar la velocidad, se inicia el movimiento del sedimento sobre el lecho (condición de fondo vivo o lecho móvil), configurándose gradualmente una estructura semi-permanente denominada, forma del lecho. Las formas del lecho que pueden encontrarse en canales erosionables son los rizos, las dunas, el lecho plano, las ondas estacionarias y las antidunas.

En canales aluviales, el número de Froude (ecuación 5), permite inferir la forma del lecho. En la práctica, el término d de la ecuación 5 se sustituye por el radio hidráulico R_h , el cual se obtiene, para una sección de interés, dividiendo el área hidráulica (m^2) con el perímetro mojado (m).



(5)

Donde: Fr es el número de Froude (adimensional), v es la velocidad media del flujo en la sección evaluada en m/s , g es la aceleración de gravedad ($9.81 m/s^2$), d es la profundidad media del agua en la sección expresada en m .

El método de Froehlich es ampliamente conocido en el campo de la ingeniería de ríos por su idoneidad al momento de estimar la socavación en estribos (Melville, 1997; Kothiyari y Ranga Raju, 2001). El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE, por sus siglas en inglés) recomienda su uso para socavación tanto en “lecho móvil” como en “agua clara”, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación (Figura 2). El método se basa en la ecuación 6.

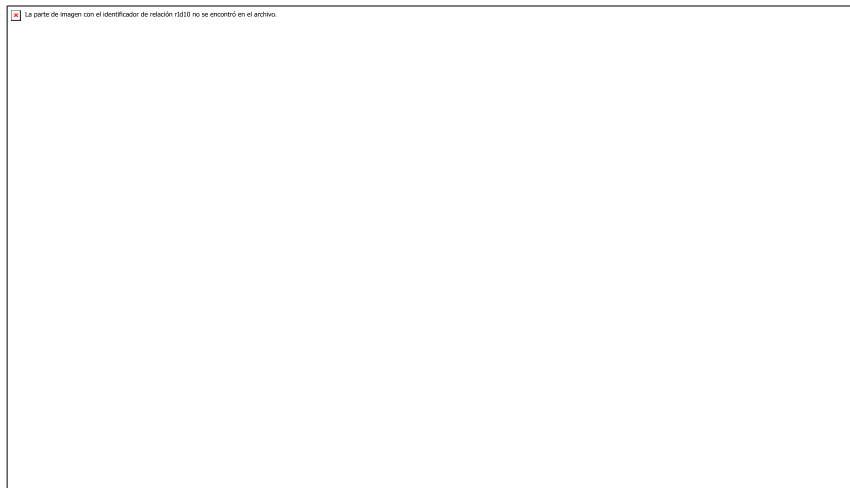


Figura 2. Modelo físico de socavación en un estribo.

Fuente: adaptado de Richardson y Davis (2001)



(6)

Donde: Y_s es la profundidad de la socavación, m; K_f coeficiente según la forma del estribo (Tabla1), adimensional; K_θ coeficiente según el ángulo de ataque del flujo, adimensional; L es la longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, proyectada normalmente al flujo (ver Figuras. 3, 4 y 5), m; h_e profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la planicie de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente, m; Fr_e número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo, adimensional.

Tabla 1

Valores del coeficiente K_f del método de Froehlich

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1,00
Estribo con pared vertical y aletas	0,82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0,55

Fuente: adaptado de Richardson y Davis (2001)

El parámetro K_θ se determina como sigue:

La parte de imagen con el identificador de relación r1210 no se encontró en el archivo.

(7)

Donde: θ es el ángulo de inclinación del estribo (ver Figura 3), grados. $\theta > 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba; $\theta < 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo.

La parte de imagen con el identificador de relación r1210 no se encontró en el archivo.

(8)

Donde: h profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la planicie de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente, m; V_e es la velocidad del flujo en la zona de obstrucción del estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba, m/s; Q_e es el caudal obstruido por los estribos o los accesos medido aguas arriba del puente, m^3/s ; A_e área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos, m^2 .

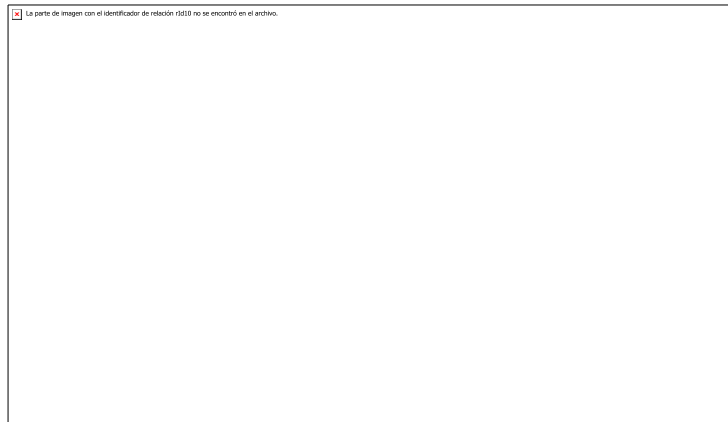


Figura 3. Cálculo del parámetro L en el método de Método de Froehlich.

Fuente: adaptado de Richardson y Davis (2001)

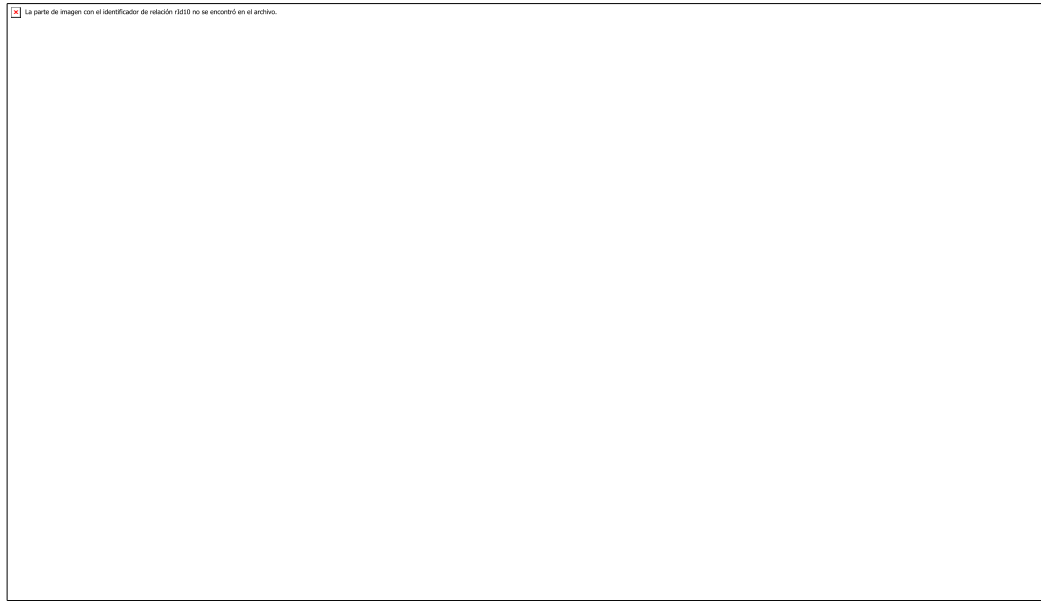


Figura 4. Formas comunes de estribos consideradas en el método de Froehlich.

Fuente: adaptado de Richardson y Davis (2001)

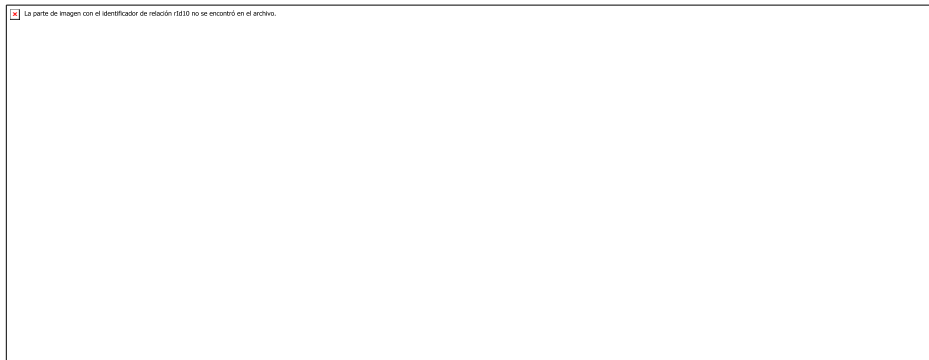


Figura 5. Cálculo del parámetro L del Método de Froehlich cuando el puente es perpendicular al flujo.

Fuente: adaptado de Richardson y Davis (2001)

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación que respaldó este Informe Final fue no experimental, básica por su finalidad, prospectiva según el corte en el tiempo de estudio, descriptiva de acuerdo a el nivel de profundidad, de campo respecto al lugar donde se realizó, evolutiva en función a la evaluación del objeto que se estudió, mixta por la fuente de datos que utilizaron los investigadores y cuantitativa según la naturaleza de los datos o información obtenida (Narváez, 1997).

3.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Se congregaron aspectos inherentes a los niveles exploratorio y explicativo (Ramírez, 1999; Hernández *et al.*, 2010).

3.3. 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).

3.4. UNIDAD DE ESTUDIO

La Unidad de Estudio (UE) la comprende el Caño Onoto el cual es un cauce intermitente que atraviesa el flanco este del poblado Puente Onoto, en el municipio Anzoátegui del estado Cojedes. Este cauce tributa al río Camoruco. Aguas abajo, el río Camoruco drena sus aguas hacia el río Cojedes. Finalmente, éste último lo hace 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 el presente estudio se mencionan dos locaciones como Punto de Interés Hidrológico (en lo sucesivo PIH). El PIH1 se sitúa donde se prevé construir un dique por parte de la empresa Hato Baranda (coordenadas UTM: 514818 E, 1074348 N). Este locación es cercana al Galpón de Producción Avícola N° 10 de la mencionada empresa, y forma parte de un sector denominado Los Pajones. El PIH2 coincide con la intersección física del Caño Onoto con la Troncal N° 5 (coordenadas UTM: 510842 E, 1070955 N). Tanto PIH1 como PIH2, se encuentran en la misma unidad hidrológica, conocida como cuenca del Caño Onoto. La red hidrográfica del Caño Onoto a la altura de PIH1 y PIH2 drena 82.77 y 2656.09 hectáreas, respectivamente.

Por simplicidad, en el presente informe de investigación el área drenada hasta el PIH1 se denomina UH1; aquella que desagua hacia PIH2 se refiere como UH2. Finalmente, el sistema conformado por UH1 y UH2, se indica como UH.

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 caño Onoto a la altura del puente Onoto y sus adyacencias, para lo cual se empleó como herramienta de campo una estación total marca LEICA de precisión angular igual a 5 segundos, distanciómetro electrónico con precisión de 2 mm en 1000 m. Se creó un mapa vectorial georeferenciado (datum horizontal PSAD56) a partir de una imagen raster (escala 1:25000) que se solicitó 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 generó un Modelo Digital de Terreno (MDT); las poligonales, puntos de interés y demás topónimos se captaron con un receptor GPS Navegador Trimble™. A partir del MDT se estimó el área de la llanura de desborde, asimismo se categorizó en cuanto a su hipsométrica, rango de pendiente y patrón de drenaje. En esta etapa, se midieron 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 creó con el software Autodesk Civil 3D 2009™ y fue afinado con las extensiones: 3DAnalyst 1.0™, Spatial Analyst 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 fueron elaborados con el apoyo de las herramientas ArcMap10.1™ y Google Earth™

3.5.2. Fase II, Estimación de las principales características hidrológicas, hidráulicas y sedimentológicas del caño Onoto a la altura del puente Onoto:

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 estimaron 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 evaluaron: Generalizada Logística, Generalizada de Valor Extremo, Generalizada Normal, Pearson Tipo III y Pareto Generalizada. La conversión del gasto pico a hidrograma total se hizo 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 la respuesta hidrológica-hidráulica del caño Onoto en el puente Onoto, ante diferentes eventos extraordinarios:

1. Estimación del caudal extraordinario, se realizó un análisis de caudales máximos en tal sentido, se ajustaron los registros de gastos máximos mensuales del caño Onoto, 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 fueron provistos por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH). Antes de ser utilizados, se verificó su homogeneidad según el criterio del 3σ (Aggarwal, 2015); aquellos que resultaron atípicos, no fueron considerados en los análisis posteriores. Para este estudio, se estimó el gasto pico en asociado a periodos de recurrencia de 50, 75 y 100 años (en lo sucesivo, se denomina creciente de diseño).

2. Estimación de parámetros hidráulicos para las crecientes de diseño aprovechando la información generada en la fase I, esta actividad permitió generar un grupo de puntos altimétricos. A partir de estos puntos, se generó un Modelo Digital de Terreno (MDT) usando el software Autodesk Civil 3D 2009™. El MDT, se procesó 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 caño Onoto 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 es requerido como insumo por el HEC-RAS.

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LA UNIDAD HIDROLÓGICA

4.1.1. Generalidades de la geomorfología en la UH

La cuenca del Caño Onoto analizada en este estudio (UH), recibe aportaciones importantes de agua superficiales de varias micro cuencas de montaña. En especial, de aquellas localizadas en las inmediaciones de El Blanquito, en el extremo norte de la UH; la vertiente este de La Fila El Paují, la cual conforma la divisoria hidrográfica a lo largo del flanco oeste de la UH; y la vertiente oeste del Cerro El Muñeco, localizado a casi 4 km al noreste del PIH2.

El relieve en la UH es bastante complejo; así, por ejemplo, valles profundos con laderas escarpadas dominan las tierras ubicadas sobre la curva de nivel de los 200 m.s.n.m. En efecto, una vez que el cauce principal desciende más allá del punto, 512077 E 1073492 N, la pendiente general del terreno tiende a suavizarse, lo cual se refleja por cauces conformado mayoritariamente por meandros sucesivos. En términos globales, las sub-cuencas de vertientes presentan una cobertura vegetal marcadamente estacional; esto quiere decir, se torna muy vigorosa durante la estación

lluviosa, pero es vulnerable a los incendios forestales en la estación seca (Figuras 6, 7 y 8).

La curva hipsométrica de la UH muestra una transición moderadamente gradual entre la zona de montaña y las planicie (ver Figuras 9 y 10). Esta situación, sugiere que las crecientes podrían erosionar intensamente el lecho del cauce, aguas arriba de la curva de nivel de los 200 m.s.n.m. El análisis de pendientes, también sugiere que la velocidad del flujo es alta sobre dicha curva de nivel; por tanto, las crecientes transitan con rapidez (Figura 10).

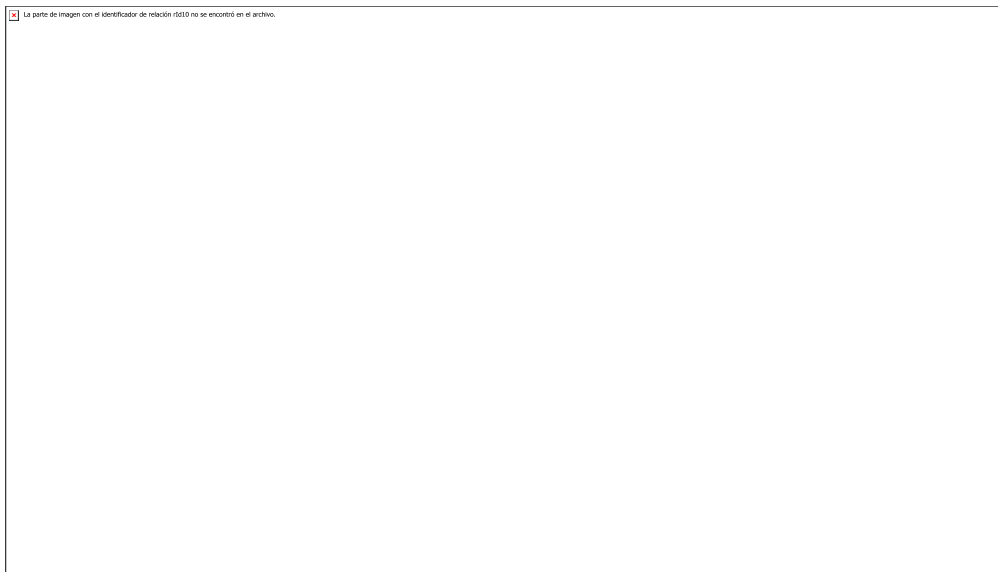


Figura 6. Hipsometría de la cuenca del Caño Onoto hasta el PIH2

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

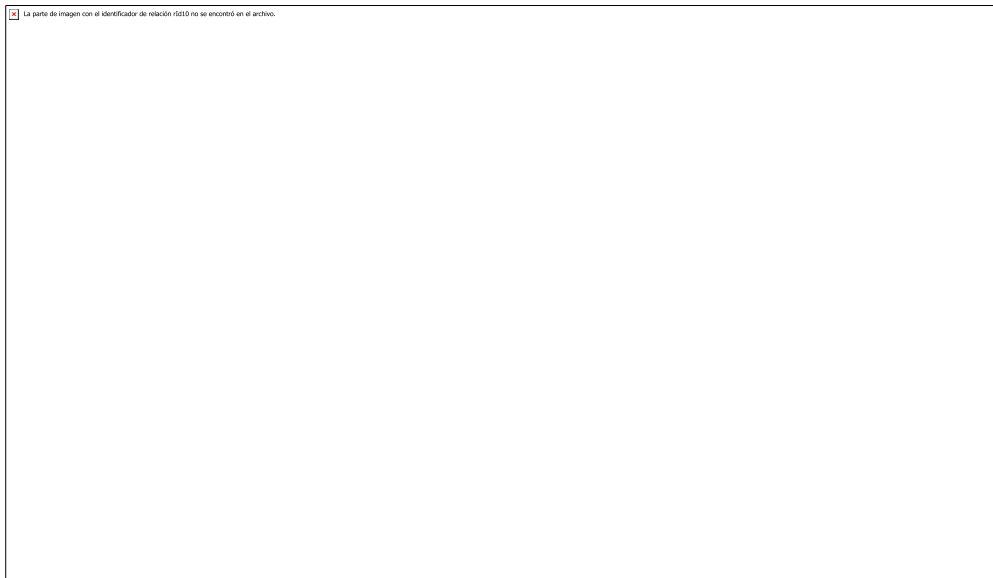


Figura 7. Pendiente media del terreno en la cuenca del Caño Onoto hasta el PIH2

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 segmentada de color negro representa la divisoria hidrográfica

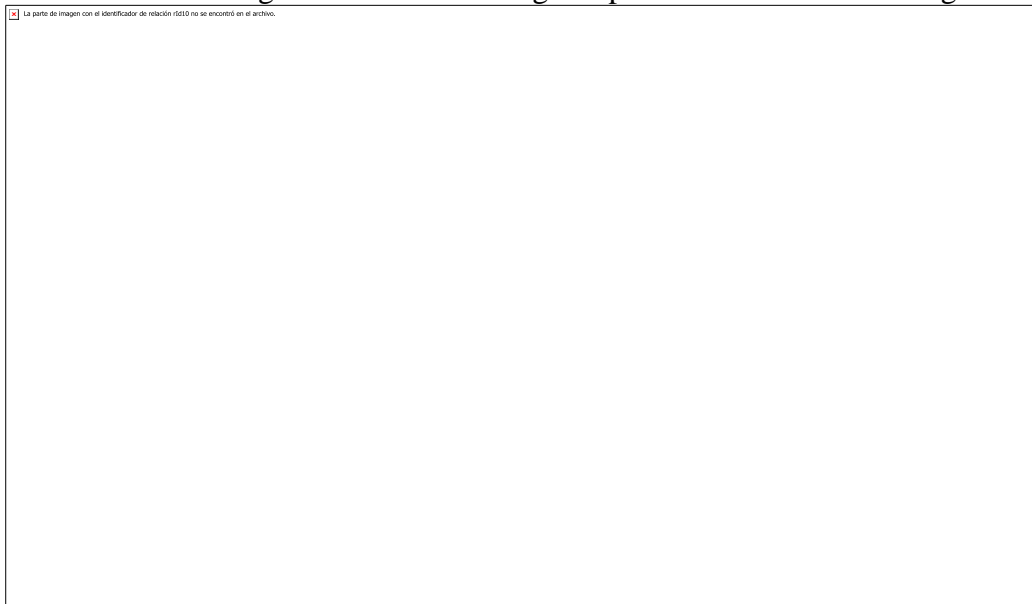


Figura 8. Sitios relevantes en la cuenca del Caño Onoto hasta el PIH2

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

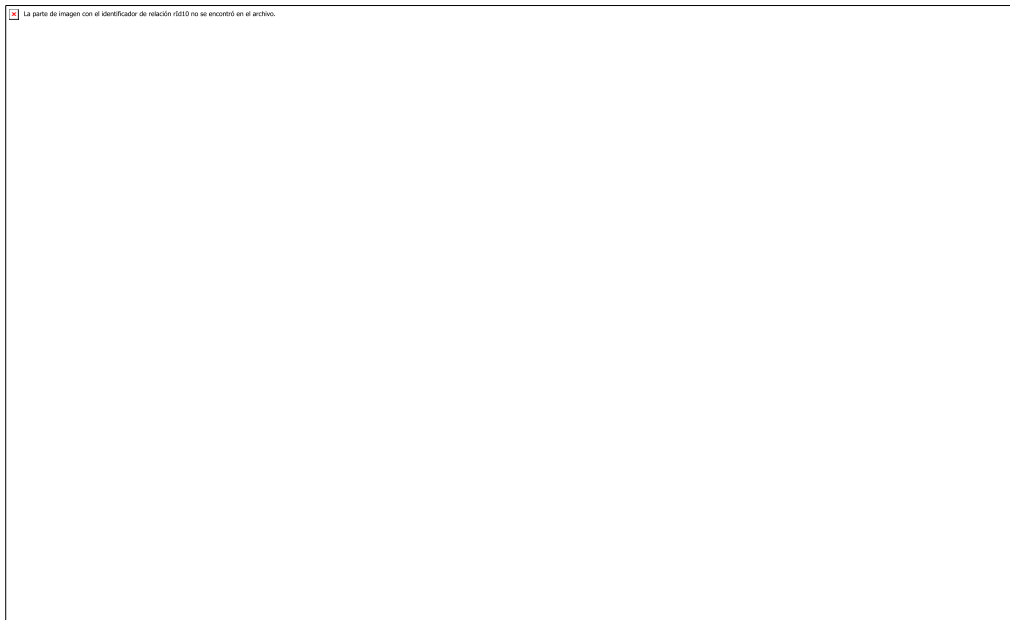


Figura 9. Curva hipsométrica de la cuenca de Caño Onoto hasta el PIH2

Nota 1: la mínima y la máxima elevación estimada es igual a 180.91 y 587.4 m.s.n.m, respectivamente.

Nota 2: superficie del área drenada hasta el PIH2 es igual a 26.56 km²

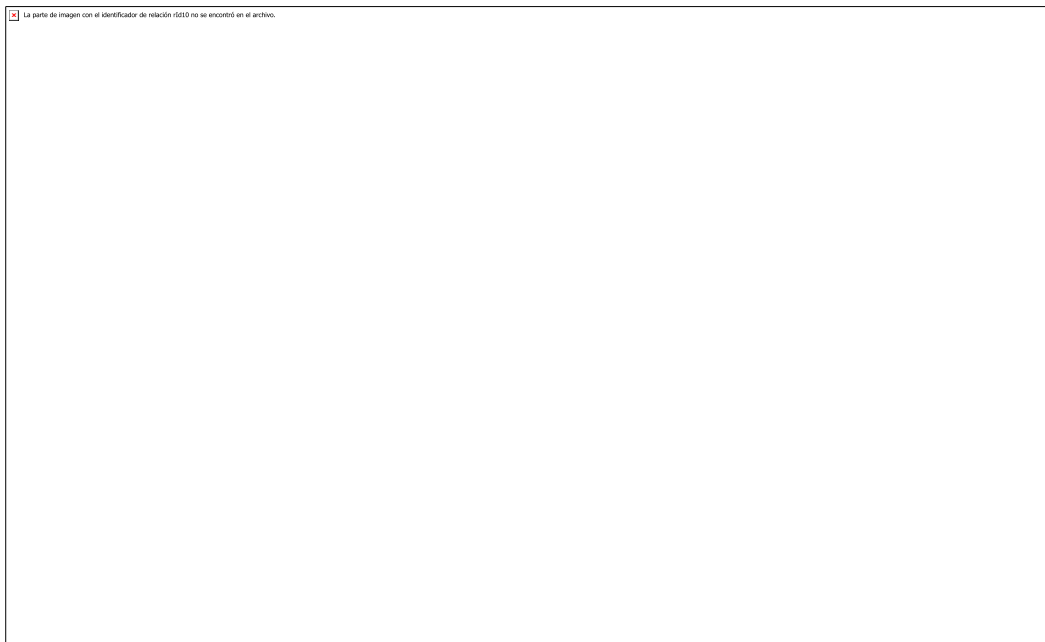


Figura 10. Perfil longitudinal aproximado del Caño Onoto aguas arriba del PIH2

Nota: basado en el producto Shutter Radar Topography Mission

4.1.2. Principales parámetros morfométricos de interés hidrológicos en la UH

La Tabla 2 lista algunos parámetros morfométricos que son de interés desde el punto de vista hidrológico.

Tabla 2

Parámetros morfométricos de la UH aguas arriba del PIH2

Indicador	Valor
Área de la hoya hidrográfica (Km ²)	26,56
Factor de forma	0.05

Índice de Gravelious	1.29
Longitud del perímetro de la divisoria (Km)	23.78
Longitud axial (Km)	8.30
Sentido de drenaje predominante	NE-SO
Longitud del cauce principal (Km)	12.88
Pendiente media del cauce principal (%)	2.61
Densidad de drenaje (m/hectárea)	49.55

Fuente: Miranda (2018)

4.1.3. Tiempo de concentración y retardo del caño Onoto

El tiempo de concentración, t_c , es el tiempo que le toma a una gota de agua, que cae en el punto más elevado del cauce principal, llegar al PIH (Villón 2005). Este parámetro, se estimó usando la ecuación de Kirprich (ecuación 14), dando por resultado 116 minutos, lo cual equivale a 1.93 horas.

$$T_c = 0,0195 \left(\frac{L^{1.155}}{h^{0.385}} \right) \quad (9)$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración expresado, minutos

L: longitud del cauce principal desde el PIH al punto más distante de la cuenca, m

h: diferencia de nivel entre el PIH y punto más distante del cauce principal, m

No se cuenta con un hidrograma de creciente, medido en el PIH2, 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 70 minutos (1.16 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, 1.93 horas (a la altura del PIH2).

4.1.4. Número de Curvas de escorrentía ponderado de la unidad hidrológica

El método SCS Curve Number, desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos, estima el exceso de precipitación en función de la precipitación acumulada, cobertura del suelo, uso de la tierra y antecedentes de humedad, como sigue:



(10)

Donde:

Pe: precipitación acumulada excedente para un tiempo t, mm

P: altura de lámina de lluvia para un tiempo t, mm

Ia: abstracción inicial (loss initial), mm

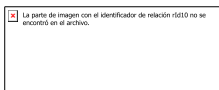
S: potencial de retención máxima, mm

El potencial de retención máxima, **S**, es una medida de la capacidad de la cuenca para extraer y retener la precipitación procedente de una tormenta. Cuando la lluvia acumulada, excede la abstracción se inicia el exceso de precipitación, y en consecuencia, el escurrimiento.

A partir de los resultados derivados de varias cuencas pequeñas, el NRCS desarrolló la siguiente relación:

$$I_a = 0.2 S \quad (11)$$

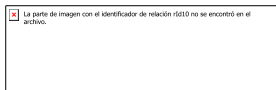
Bajo este enfoque, el exceso acumulado en un tiempo, **t**, está dado por:



(12)

El exceso incremental para un intervalo de tiempo, Δt , se calcula como la diferencia de exceso acumulado en Δt . La retención máxima, **S**, y las características de cobertura y usos de suelo se relacionan entre sí por medio del Número de Curva

(CN):



(13)

La ecuación 13 permite estimar **S** en unidades del Sistema Internacional. Los valores de CN varían de 100 (cuerpos de agua) hasta aproximadamente 30 (suelo permeable con alta velocidad de infiltración). Dado el carácter multifactorial del CN, Medrano *et al.* (2006) desarrollaron una metodología para estimar el CN, basada en el uso de imágenes satelitales.

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 julio 2016, 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 imagen 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 3 muestra algunos indicadores relacionados con la cobertura del suelo en la UH, estimados en base a una clasificación supervisada realizada con el software Erdas Imagine™ y la metodología de Medrano *et al.* (2006). También se usaron las Hojas 6445 III SO y 6445 III SE a escala 1:25000 adquiridas en el Instituto Geográfico Venezolano Simón Bolívar. Para julio 2016, se estimó que la UH contenía, de forma aproximada y con relación a su área total: 0.58% de pastizales o similares; 2.78% áreas caracterizadas por presentar arboles disperso con claros; y 96.64% de áreas densamente 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 húmeda (la escena se captó durante la temporada de lluvias). Cabe destacar que durante las simulaciones realizadas, se recreó un suelo parcialmente saturado.

Tabla 3

Caracterización de la cobertura del suelo en la UH Junio 2016

Indicador	Valor
Cobertura vegetal* (%)	96,64
Área impermeable o poco permeable	0,58
CN ponderado	60
Abstracción con el suelo húmedo (mm)	33,87

Fuente: Miranda (2018)

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

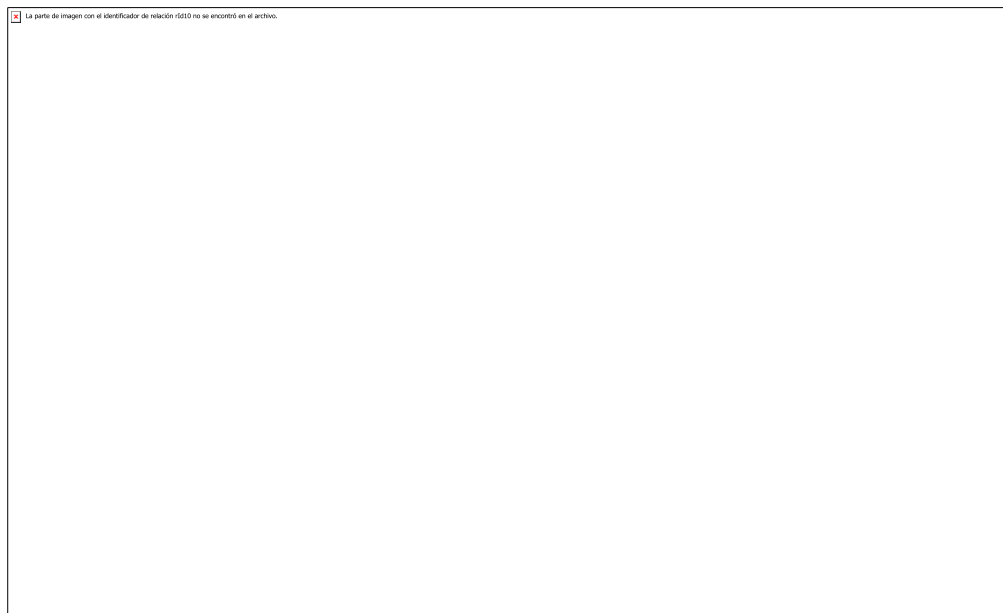


Figura 11. Distribución de las principales coberturas y usos del suelo en la UH para junio 2016. Basado en el NDVI máximo mensual a nivel de pixel.

4.1.5. 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 del sector El Blanquito, hasta su llegada al PIH2. 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 y UH2. En el caso de UH1, su área de captación tributará al vaso de almacenamiento del embalse proyectado aguas arriba de PIH1. Ante esta situación, los análisis subsiguientes toman en cuenta el sistema hidrológico UH1-UH2, en vez de únicamente UH (ver Figura 12)

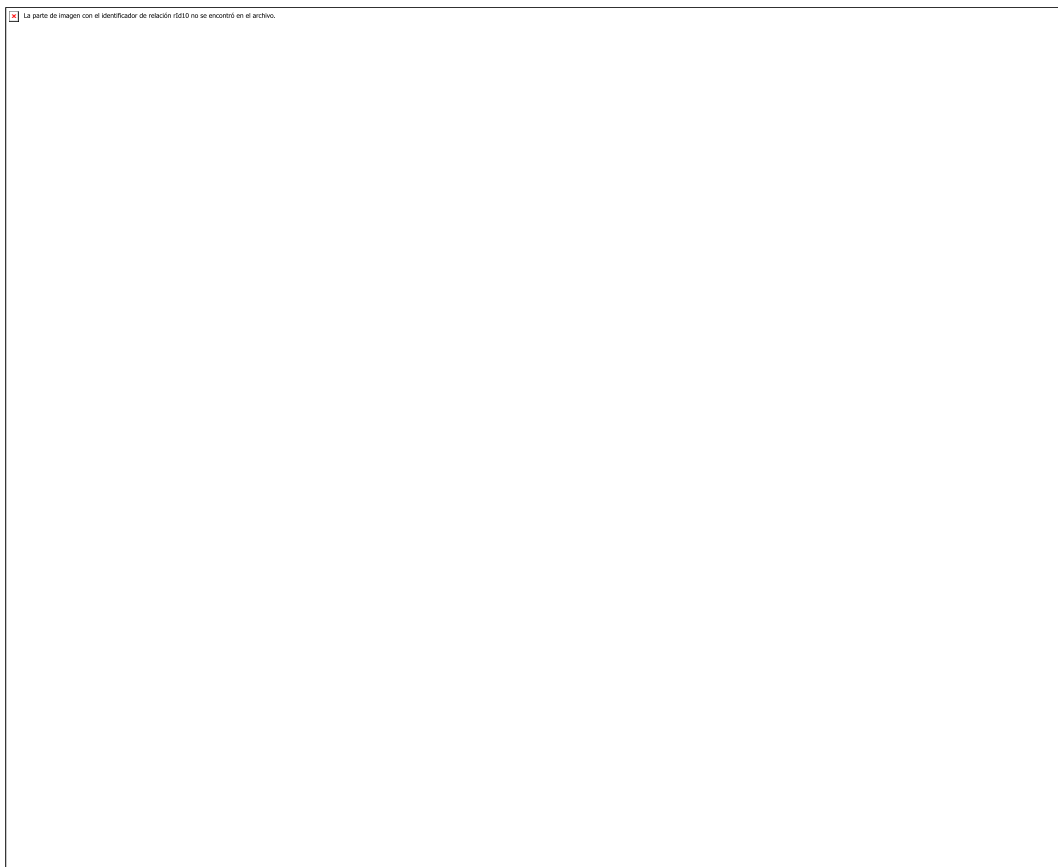


Figura 12. Distribución de las sub-cuencas en la UH para la modelización hidrológica
Nota 1: las líneas segmentadas de color negro y rojo representan las divisorias hidrográficas de UH1 y UH2.
Nota 2: la línea gruesa de color azul representa el cauce principal de UH2.
Nota 3: la línea fina de color negro representa los tributarios del cauce principal.

4.1.6. Parámetros hidrológicos de la sub-cuencas de UH

La Tabla 4 muestra los principales parámetros hidrológicos, estimados para cada una de las sub-cuencas hidrográficas que conforman la UH (ver Figura 12).

Tabla 4

Parámetros hidrológicos de las sub-cuencas en la UH

Parámetro	Unidad Hidrológica	
	UH1	UH2
Área aportante (Km ²)	0.83	25.73
Tiempo de retardo (min):	6.76	70
Valor CN medio:	60	60
Porcentaje impermeable (%):	0.50	1.00
Abstracción inicial (mm):	33.87	33.87
Flujo base (m ³ /s): *	0.20	1.20
Tiempo de concentración (min): **	11.26	116.05
	Colectores	
Parámetro	UH-1	UH-2
Longitud (m):	1025.74	12881.90
Pendiente (m/m):	0.07	0.03
Ancho de base (m):	20.00	40.00
Relación de talud (xH:1V):	1.00	3.00
N de Manning ***	0.045	0.035

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 San Rafael de Onoto administrada por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH). Se escogió esta estación, por ser la más cercana al área bajo estudio y contar con más de 30 años de registros pluviométricos en todos los meses. La estación San Rafael de Onoto tiene el serial 2331 y se localiza en las coordenadas longitud -68.971 , latitud 9.681 . Allí, la serie de precipitación mensual disponible cubre el periodo 1952-2002. El análisis de la referida serie temporal muestra que la Precipitación Media Anual (PMA) es igual a 1365 ± 93 mm/año. La Figura 13 muestra la presencia de una temporada seca que abarca desde noviembre hasta abril (198 mm/temporada), seguida por una temporada húmeda entre mayo y octubre (1167 mm/temporada).

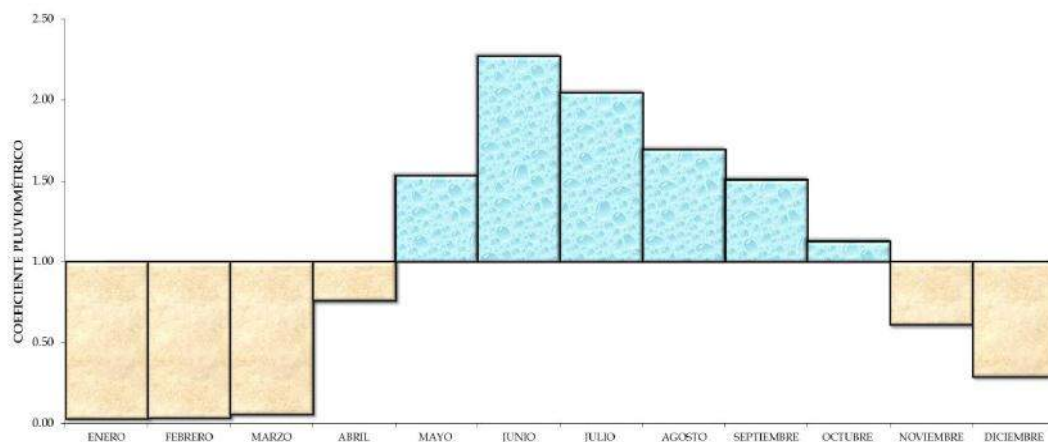


Figura 13. Coeficiente pluviométrico estimado para la estación San Rafael de Onoto durante el periodo 1952-2002

4.2.2. Modelo de Intensidad-Duración-Frecuencia (Modelo 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 15 minutos hasta 24 horas provenientes de la estación Guabinas administrada por el INAMEH (serial 2357). Dicha serie se extiende de 1967 a 1993.

4.2.2.2. Análisis de la información

La estación Guabinas fue seleccionada por localizarse relativamente cerca de la UH al tiempo de contar con una serie continua de 25 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).

El período de retorno, Tr se calculó a través de la ecuación de Weibull.

$$Tr = \frac{n + 1}{m} \quad (14)$$

Donde:

Tr : período de retorno expresado, años

n : número de registros que posee la serie, adimensional

m : orden asignado al registro posterior a su ordenamiento en forma decreciente, adimensional

La intensidad promedio máxima, I se determina dividiendo la profundidad máxima de la lluvia entre su duración.

$$I = \frac{P}{D} \quad (15)$$

Donde I es la intensidad promedio máxima de la lluvia expresada en mm/h, P es la profundidad de la lluvia en mm, D es la duración de la lluvia en horas

La intensidad de las lluvias se relacionó con el período de retorno y su duración por medio de un modelo de tipo exponencial (ecuación de Talbot modificada), dado por:

$$I = \frac{k \cdot Tr^m}{(D + c)^n} \quad (16)$$

Donde I intensidad de la lluvia en mm/h, Tr período de retorno en años, D duración de la lluvia en horas, k , m , c , n constantes adimensionales derivadas del ajuste.

Los parámetros indicados en la ecuación 16 se determinaron usando un análisis de regresión no lineal. Para evaluar el grado de ajuste de la ecuación 16 a los valores

observados, se utilizaron como indicadores, el coeficiente de determinación R^2 y el error medio.

4.2.2.3. Curvas de IDF estimadas

Los parámetros del modelo generado fueron: $k = 28.946$; $m = 0.2985$; $c = 0$; $n = 0.5869$ (ecuación 16). El coeficiente de determinación es igual a 92% y el error medio es igual a 0.83 mm/h. La intensidad de las tormentas para diversas duraciones y período de retorno se resumen en la Figura 14 y Tabla 5.

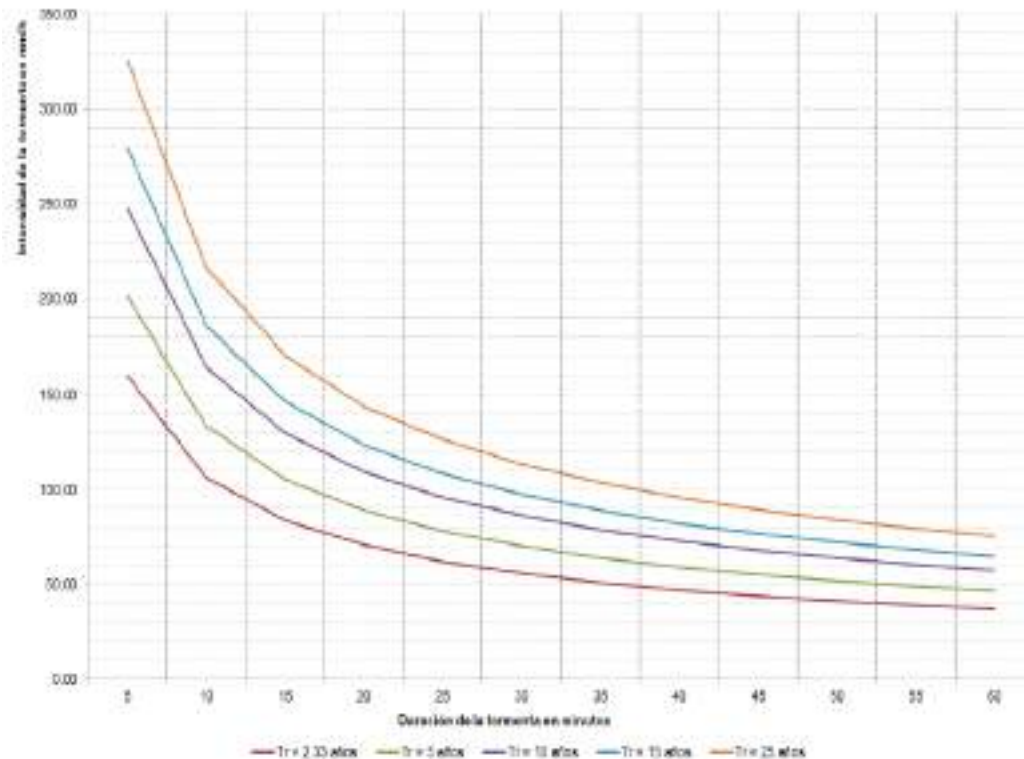


Figura 14. Curvas de IDF estimadas para la estación Guabinas basada en las observaciones del periodo 1967-1993

Tabla 5

Intensidad de las tormentas locales en la estación pluviométrica Guabinas para diferentes períodos de retorno y duraciones

Intensidad de la tormenta en mm/h					
Duración (min)	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 15 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años
5	160.21	201.22	247.47	279.32	325.33
10	106.66	133.96	164.76	185.95	216.59
15	84.07	105.59	129.86	146.57	170.72
20	71.01	89.18	109.69	123.80	144.19
25	62.29	78.24	96.22	108.60	126.49
30	55.97	70.30	86.46	97.58	113.65
35	51.13	64.22	78.98	89.14	103.82
40	47.27	59.37	73.02	82.42	96.00
45	44.12	55.41	68.15	76.91	89.58
50	41.47	52.09	64.06	72.30	84.21
55	39.21	49.25	60.57	68.37	79.63

60	37.26	46.80	57.56	64.96	75.66
----	-------	-------	-------	-------	-------

Fuente: Miranda (2018)

4.2.2.4. Hietogramas de tormenta en la UH

Las tormentas que generan el caudal máximo en el PIH2, son aquellas cuya duración igualan o exceden el tiempo de concentración de la UH2 (116 minutos). Cuando se presente dicho caudal pico, ya habrá acontecido el gasto pico en UH1, pues su tiempo de concentración es significativamente menor al de UH2 (12 minutos). Los hietogramas se confeccionaron para una duración superior al tiempo de concentración de la UH2 y períodos de retorno iguales a 2.33, 5, 10, 15 y 25 años.

Esta información es requerida para dimensionar el aliviadero de la presa en el PIH1. Partiendo del modelo IDF (ecuación 21), 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, des acumulando 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 4 minutos).

Los hietogramas de tormenta y el tiempo de simulación se fijaron en 480 minutos (Tiempo base); así se aseguró la ocurrencia del caudal pico en los hietogramas 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 6. Los hietogramas, a intervalos de 4 minutos, se presentan en las Figuras 15 a 19.

Tabla 6

Lámina total precipitada en los eventos de tormentas sintéticos

Lámina total al final del evento (mm)

Tr = 2.33 años	Tr = 5 años	Tr = 50 años	Tr = 75 años	Tr = 100 años
87.01	109.28	134.41	151.70	176.69

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

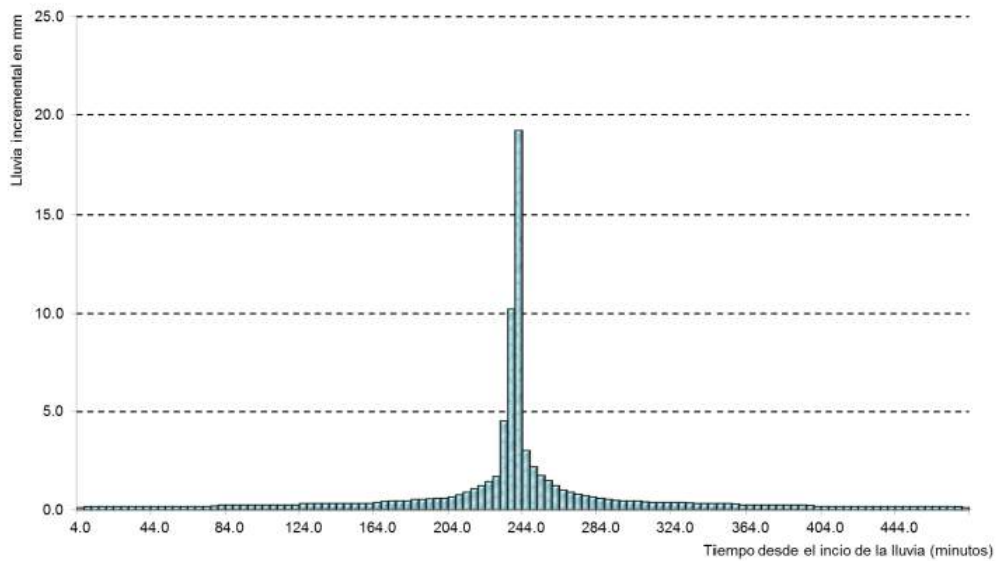


Figura 15. Hietograma sintético para la estación Guabinas. Tr = 2.33 años

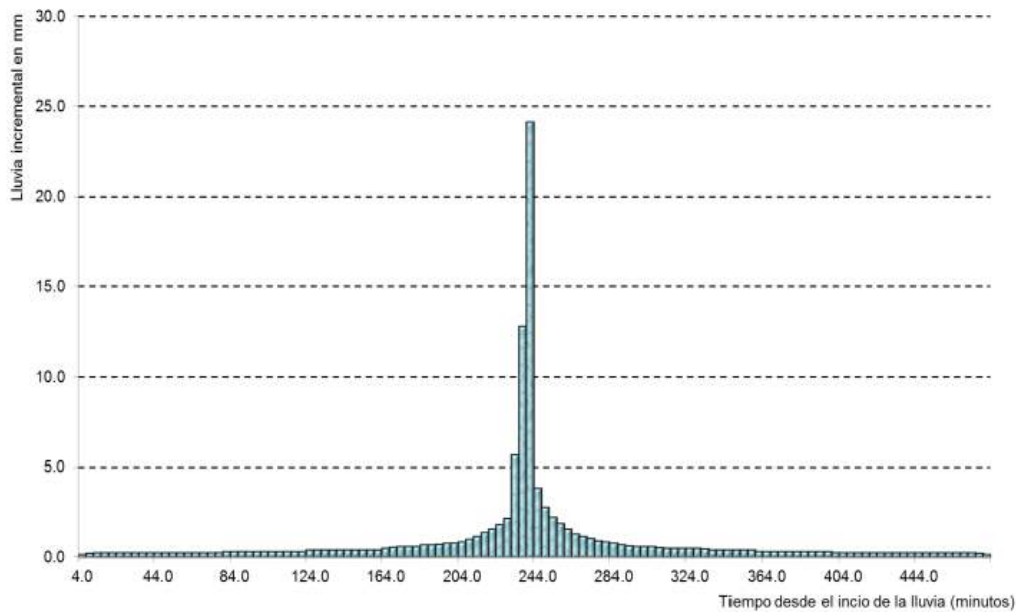


Figura 16. Hietograma sintético para la estación Guabinas. Tr = 5 años

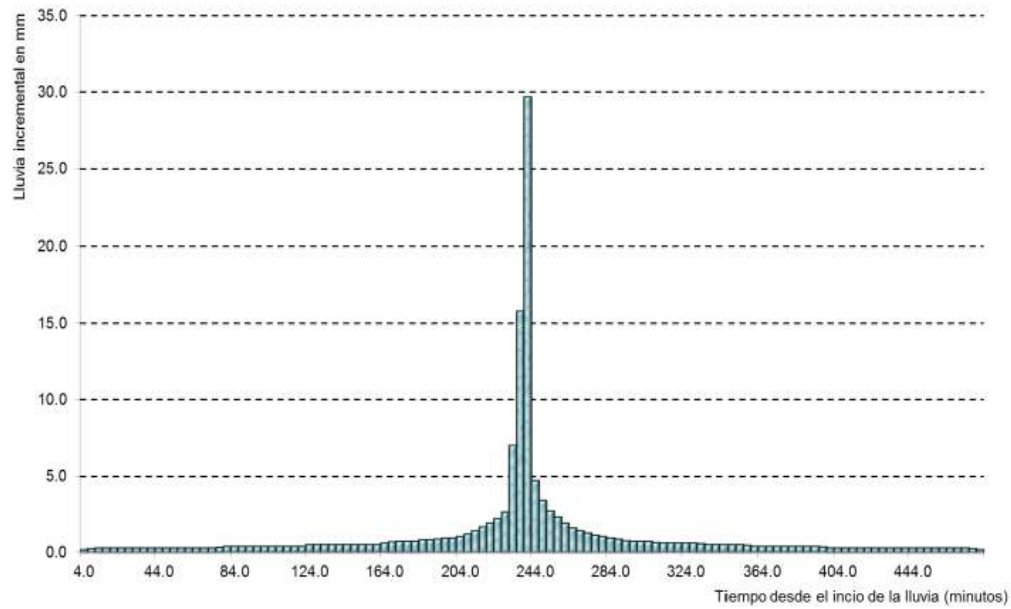


Figura 17. Hietograma sintético para la estación Guabinas. $Tr = 10$ años

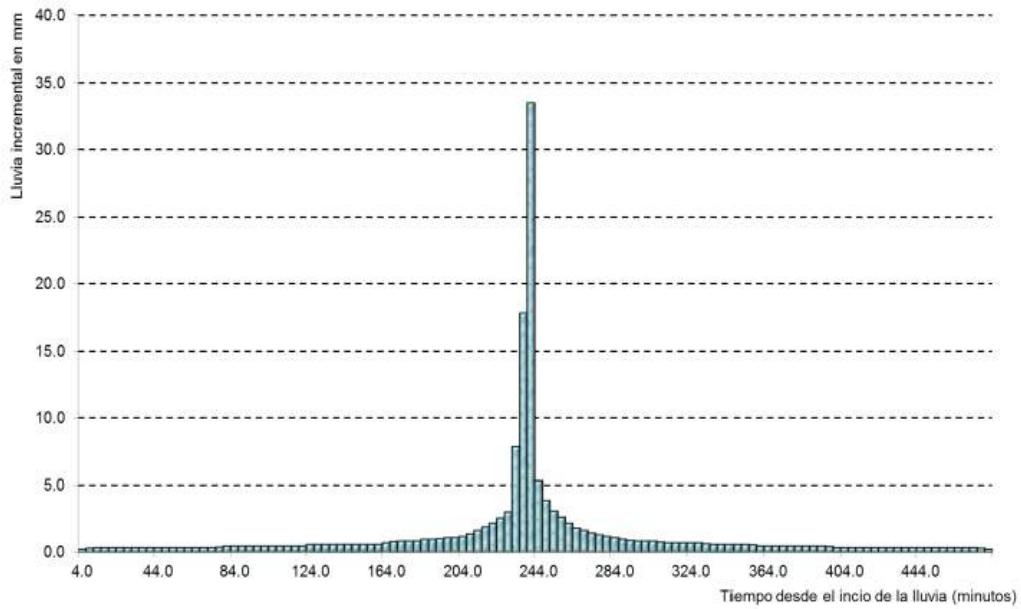


Figura 18. Hietograma sintético para la estación Guabinas. $Tr = 15$ años

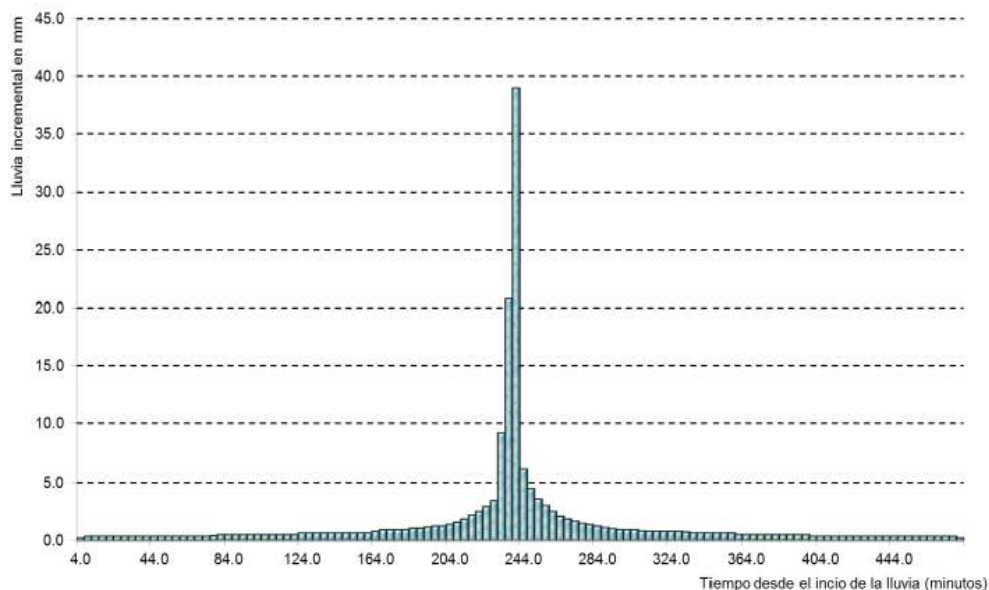


Figura 19. Hietograma sintético para la estación Guabinas. $Tr = 25$ años

4.2.2.5. Patrón de viento dominante

Dentro de la UH no existe ninguna estación con instrumentos que registren la velocidad y la dirección de los vientos. Por tanto, para tener una aproximación de este elemento del clima sobre la UH, se analizaron los registros eólicos disponibles en la estación San Carlos–Unellez (serial: 2311; UTM: 548114 E 1071854 N), la cual se escogió por estar localizada a unos 37 km al oeste de PIH2 (Puente Onoto). Dicha estación, cuenta con una serie continua de registros mensuales de velocidad media y su dirección prevaleciente a lo largo del periodo 1981 – 2000.

La Figura 20 muestra la variación mensual de la velocidad del viento en la estación San Carlos–Unellez. Nótese que durante febrero y marzo se dan las ráfagas de viento más rápidas (sobre 4.82 km/h); coincidiendo con la temporada seca del año. Desde marzo en adelante, la velocidad del viento decrece hasta alcanzar un

mínimo estacional en octubre (3.29 km/h). A partir de octubre, lentamente, las ráfagas intensifican su velocidad hasta que en marzo se presenta el máximo anual (5.00 km/h).



Figura 20. Velocidad del viento en km/h mensualmente promediada en la estación 2311 durante el periodo 1981 – 2000.

Al analizar en conjunto, la velocidad y la dirección del viento a lo largo del año, se observa que sus direcciones dominantes son NNE (24.87% de frecuencia relativa), ENE (19.69%) y ESE (16.06%), con velocidades promediadas de 3.76, 3.95 y 4.32 km/h, respectivamente. La persistencia de estas direcciones se relaciona con la influencia de los Alisios sobre Venezuela. La Figura 21 muestra la rosa de los vientos derivada de la serie temporal mencionada.

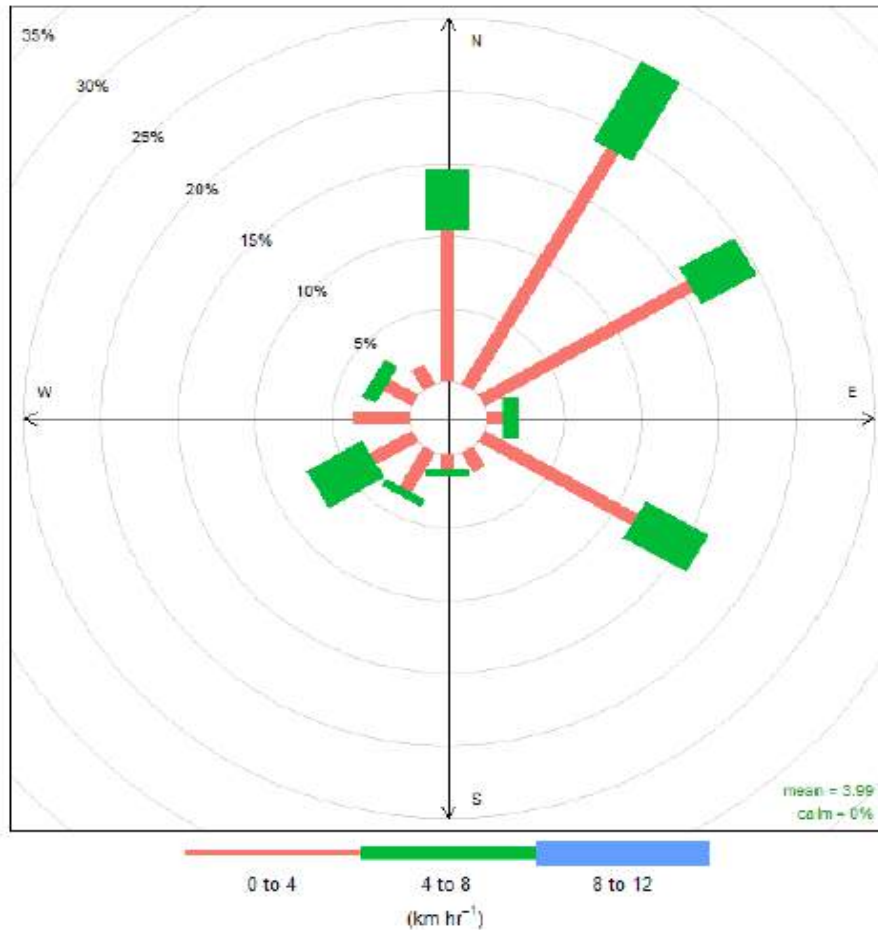


Figura 21. Rosa del viento en la estación 2311 para el periodo 1981 – 2000. La velocidad se expresa en km/h.

Al aislar los meses que conforman la temporada de lluvias (mayo-octubre), la rosa del viento resultante es la mostrada en la Figura 22. En este caso, los vientos dominantes provienen del NNE (frecuencia: 23.66%, velocidad: 3.55 km/h) y ESE (frecuencia: 21.51%, velocidad: 4.10 km/h). Este resultado es consistente con las direcciones prevalecientes de los Alisios durante la activación de la Zona de Convergencia Tropical. Por otro lado, al repetir este análisis, pero considerando la temporada seca (enero hasta abril, y el bimestre noviembre-diciembre), se encuentra que los vientos dominantes proceden del NNE (frecuencia: 26%, velocidad: 3.94 km/h) y ENE (frecuencia: 22%, velocidad: 4.23 km/h). Este periodo se caracteriza

por una marcada intensificación de la velocidad del viento; como puede advertirse en la Figura 23.

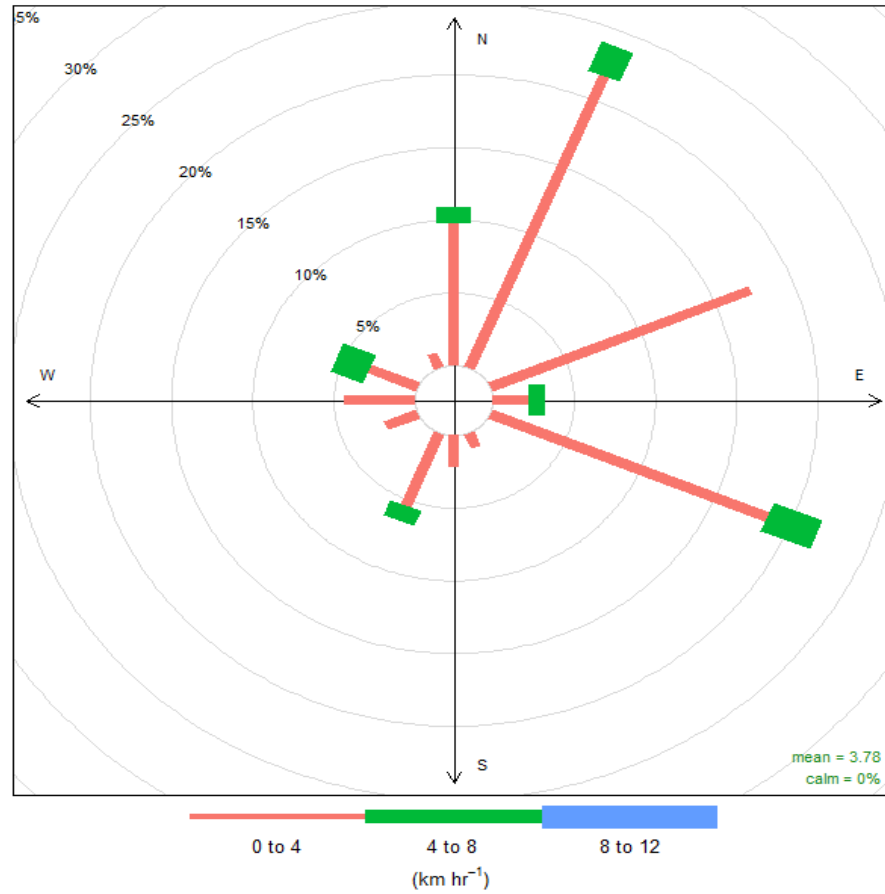


Figura 22. Igual que Figura 21, pero para los meses mayo a octubre

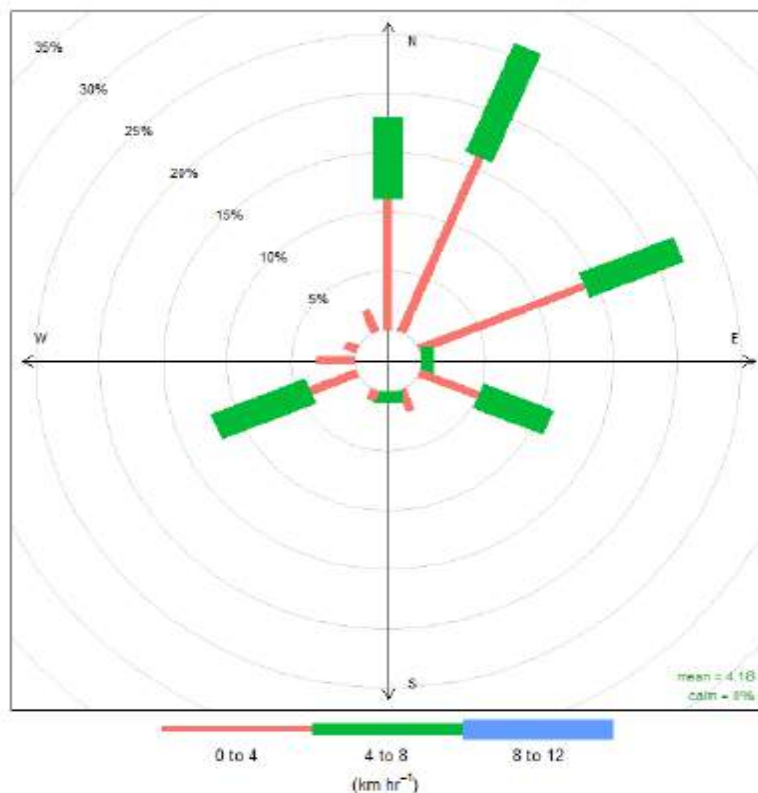


Figura 23. Igual que la Figura 21, pero para los meses enero hasta abril junto a noviembre y diciembre

4.2.2.6. Temperatura del aire y radiación solar incidente

Al igual que el viento, dentro de la UH no se registran la temperatura del aire ni la radiación solar. Por esta razón, se analizaron la radiación media y la temperatura del aire medidas en la estación San Carlos–Unellez. Con relación a la temperatura del aire, la Figura 24 revela un marcado patrón estacional. En general, ocurren valores sobre 28°C durante los meses más secos del año (enero hasta mayo). Fuera de esta temporada, la temperatura media mensual exhibe una pequeña variación intermensual (varía entre 27 y 28°C). Por otro lado, la amplitud térmica (diferencia entre los valores promedios, máximo y mínimo) supera los 15°C en enero, febrero y marzo; aun-que ésta se reduce a solo 9°C entre junio y julio, como consecuencia del inicio de la temporada de lluvias.

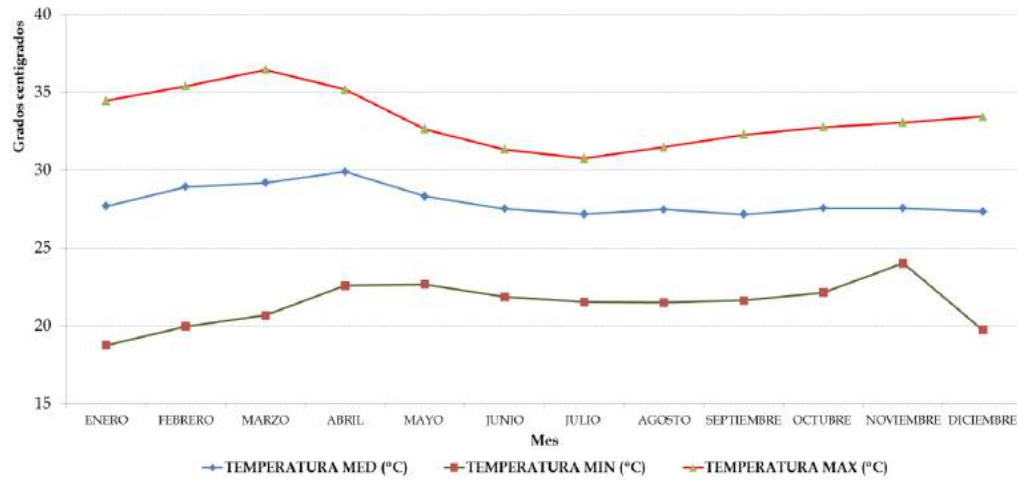


Figura 24. Temperatura media, máxima y mínima promediada por mes durante el periodo 1981-2000 en la estación 2311.

Con respecto a la radiación solar incidente, cabe destacar que esta sigue un patrón estacional moderadamente similar al observado en la temperatura del aire, pero mucho menos pronunciado. Así, por ejemplo, durante el bimestre febrero-marzo, se da los valores más altos del año (Figura 25), mientras que en junio sobreviene el mínimo anual (386 cal/cm^2)

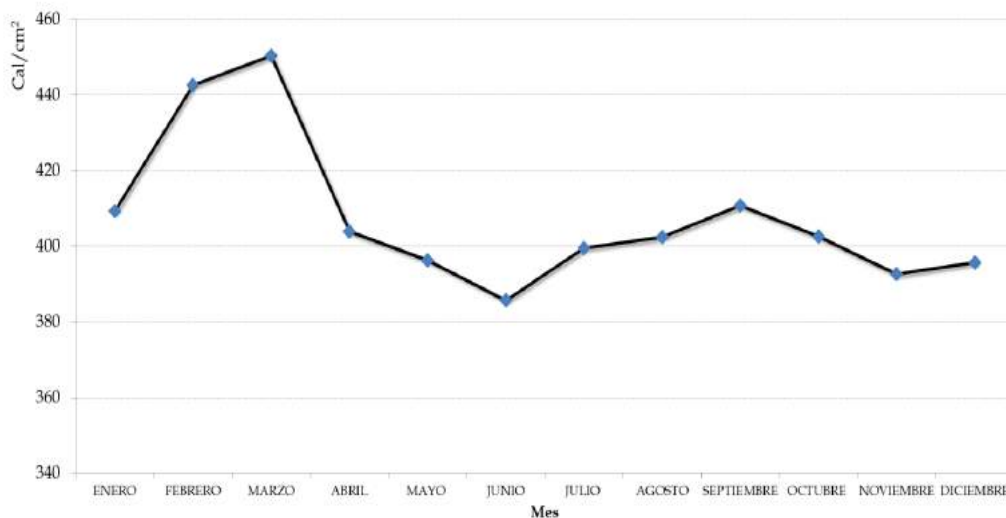


Figura 25. Radiación incidente promediada por mes durante el periodo 1983-1996 en la estación 2311

4.3. BALANCE HIDRICO Y APORTE DE SEDIMENTOS EN UH1

El adecuado dimensionamiento del vaso de almacenamiento de la presa requiere del conocimiento cuantitativo del aporte pluviométrico en la cuenca tributaria así como las pérdidas asociadas a evapotranspiración, percolación superficial y profunda entre otras variables hidrológicas. Esta información son las variables de entrada para un balance hídrico general, a partir del cual se estima la escorrentía efectiva que puede ser embalsada. Otro aspecto clave es la aportación de sedimentos causada por la acción erosiva de la lluvia dentro de la cuenca tributaria. Como es bien sabido, el sedimento acarreado por la escorrentía será retenido, en gran medida, dentro del vaso de almacenamiento y ocupará gradualmente su volumen muerto.

Por la escasez de información climática e hidrométrica dentro y en las inmediaciones de la UH, se decidió emplear estimaciones basadas en satélites y modelos numéricos derivadas del proyecto Latin American and Caribbean Flood and Drought Monitor (LACFDM), desarrollado por The Terrestrial Hydrology Group de la University of Princeton. Cabe destacar que para la precipitación mensual, se validó la información provista por el LACFDM con relación a la observada en la estación San Rafael de Onoto para el periodo 1946-2004, encontrándose un coeficiente de correlación lineal entre ambos conjunto de datos igual a 0.822, un error medio de 1.87 mm/mes y un coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe igual a 0.634. Estos indicadores muestran que el LACFDM captura bastante bien la variabilidad estacional de la precipitación, por lo que resulta confiable. Con relación al volumen de azolve que alcanzará el vaso de almacenamiento de la presa, se estimó en base a la Universal Soil Loss Equation (USLE).

4.3.1. Balance hídrico

En principio, se determinó el centroide geográfico de UH1 (CG: -68.864, 9.715; UTM: 514880 E, 1073860 N); luego, para esta locación, se extrajeron las estimaciones hidroclimáticas del LACFDM. La Tabla 7 lista para el periodo 01/1950-08/2016 los valores promediados mensualmente por unidad de superficie para la precipitación (Rainfall), la evaporación (Evaporation), el flujo base (Baseflow) y la escorrentía

(Runoff) derivados del LACFDM para la UH1. Al considerar el área de la UH1 que drena hacia el PIH1 (0.83 km²) y las contribuciones unitarias indicadas en la Tabla 7, se obtiene los aportes en m³/día de cada componente, las cuales se resumen en la Tabla 8; la Figura 26 expone la misma información, mientras que la Tabla 9 muestra la estimación de la escorrentía efectiva que tributó hasta el PIH1 desde julio 1950 hasta julio 2016. En general, la mayor aportación hacia el vaso de almacenamiento se espera entre junio y septiembre, mientras que las más bajas tenderán a ocurrir desde enero hasta marzo. La precipitación media mensual de largo plazo se estimó igual a 125.8 mm/mes.

Tabla 7

Componentes del balance hídrico en la UH1 para el periodo 1950-2016 según el LACFDM en mm/día

Mes	Precipitación	Evaporación	Flujo base	Escorrentía
Enero	0.347	0.734	0.028	0.002
Febrero	0.282	0.315	0.021	0.000
Marzo	0.566	0.392	0.041	0.000
Abril	2.914	1.773	0.310	0.011
Mayo	6.848	4.403	0.734	0.068
Junio	8.134	4.912	1.336	0.270
Julio	8.571	5.342	1.711	0.664
Agosto	6.603	5.378	1.271	0.429
Septiembre	5.117	5.110	0.866	0.200
Octubre	5.046	4.865	0.746	0.118
Noviembre	3.553	4.096	0.505	0.037
Diciembre	1.379	2.491	0.151	0.055

Fuente: Miranda (2018)

Tabla 8

Como la Tabla 3.1 pero en m³/día

Mes	Precipitación	Evaporación	Flujo base	Escorrentía
Enero	0.288	0.610	0.023	0.001
Febrero	0.234	0.262	0.018	0.000
Marzo	0.470	0.325	0.034	0.000
Abril	2.418	1.471	0.257	0.009
Mayo	5.684	3.654	0.610	0.056
Junio	6.751	4.077	1.109	0.224
Julio	7.114	4.434	1.420	0.551
Agosto	5.480	4.464	1.055	0.356
Septiembre	4.247	4.242	0.718	0.166
Octubre	4.188	4.038	0.619	0.098
Noviembre	2.949	3.400	0.419	0.031
Diciembre	1.145	2.068	0.126	0.045

Fuente: Miranda (2018)

Tabla 9

Escorrentía generada en la UH1 para el periodo 1950-2016 según el LACFDM en m³/mes

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1950	---	---	---	---	---	---	40.15	113.89	9.45	13.98	19.20	1.83
1951	3.29	3.16	0.00	5.40	11.35	38.31	92.66	20.06	19.02	11.22	10.71	6.05
1952	1.43	0.00	0.09	6.81	13.61	40.77	37.01	39.62	16.35	18.29	8.73	3.75
1953	0.53	1.40	1.05	2.28	14.51	4.71	13.11	9.46	10.17	11.28	5.76	3.10
1954	0.65	2.21	0.06	7.77	17.89	36.27	82.15	52.45	14.40	33.20	10.26	6.01
1955	1.89	0.00	0.53	3.72	4.77	38.25	40.39	36.55	54.69	56.33	22.98	2.11
1956	5.08	0.00	0.68	7.83	28.27	13.98	25.08	20.52	11.70	14.73	2.64	4.46
1957	0.56	0.00	0.12	1.83	15.62	30.99	49.79	22.23	17.13	15.07	19.68	3.38
1958	0.56	0.00	0.43	6.06	13.36	14.85	37.54	19.28	7.53	5.30	4.68	0.90

1959	0.06	0.00	0.37	10.32	52.51	121.56	62.43	49.10	18.06	23.37	10.80	1.58
1960	0.06	0.00	0.43	4.83	17.02	10.59	28.15	39.99	18.30	9.73	3.00	3.50
1961	0.19	0.03	0.03	5.19	4.74	19.35	46.84	22.17	31.83	14.76	11.88	1.98
1962	0.40	0.00	2.26	1.68	18.97	43.11	51.31	35.46	17.07	7.35	4.47	1.46
1963	0.25	0.14	0.22	18.60	41.42	38.73	23.75	17.79	15.75	9.15	8.22	0.22
1964	0.00	0.03	0.06	4.05	5.83	72.00	47.90	16.06	16.05	14.76	6.72	0.68
1965	1.36	0.67	0.03	2.07	10.26	17.46	29.73	57.16	14.94	19.44	10.02	2.29
1966	0.87	1.12	0.31	3.99	9.08	56.61	52.95	21.02	12.24	15.38	7.02	4.28
1967	0.22	0.00	0.43	6.42	18.88	30.09	78.40	36.36	5.04	11.07	6.81	4.03
1968	0.47	0.00	0.40	7.68	12.18	34.53	57.60	26.57	14.76	13.02	1.53	1.89
1969	1.21	0.59	0.12	23.22	15.47	18.99	40.80	27.87	11.88	32.52	18.93	5.39
1970	0.65	2.13	2.20	2.49	7.91	14.43	60.51	63.83	67.62	19.31	22.89	7.66
1971	0.00	0.08	0.53	6.96	9.36	16.62	18.07	10.60	18.03	11.90	7.74	0.59
1972	2.36	0.00	0.93	7.47	20.12	17.34	32.46	27.31	15.42	7.50	6.24	2.39
1973	0.28	0.03	0.50	8.55	4.71	32.97	26.38	42.63	17.64	46.00	14.31	2.67
1974	0.37	1.04	0.37	3.15	18.26	8.91	15.16	20.18	7.65	12.90	14.43	0.19
1975	0.28	0.25	0.78	1.38	7.94	19.71	22.48	24.03	31.83	19.28	15.24	6.29
1976	0.81	1.71	0.25	18.54	42.38	61.32	36.89	13.42	29.07	12.28	6.30	0.43
1977	0.00	0.00	2.11	0.21	15.07	48.18	57.16	35.81	24.33	8.96	5.70	0.00
1978	0.19	0.00	0.50	7.35	37.73	120.90	51.86	30.38	16.35	14.01	6.66	0.99
1979	0.03	0.20	1.83	6.42	15.10	50.85	30.04	39.74	24.39	18.79	11.34	5.67
1980	0.56	0.08	0.06	3.12	12.34	28.20	28.24	24.55	7.86	26.54	7.86	2.02
1981	0.22	3.64	0.00	70.38	117.09	50.46	51.09	35.74	23.55	19.93	6.57	2.64
1982	1.43	0.62	0.37	10.47	5.08	34.20	31.34	26.26	23.28	15.22	4.71	2.73
1983	0.00	0.00	3.13	13.56	23.68	19.74	57.85	20.15	25.95	33.82	7.56	4.68
1984	1.30	0.34	0.31	6.06	7.60	38.94	30.19	31.62	20.43	23.16	28.08	2.54
1985	0.22	0.11	2.23	7.02	10.60	17.52	18.14	14.85	28.14	33.08	22.86	10.29

1986	0.28	0.48	2.17	4.83	10.48	26.28	31.87	16.90	22.20	15.66	13.71	3.26
1987	0.00	0.00	0.31	1.38	22.23	13.26	44.49	43.52	3.96	11.81	11.34	2.33
1988	0.00	0.28	0.00	2.43	1.71	12.39	20.80	38.60	33.63	53.97	10.59	2.42
1989	0.19	1.62	0.59	0.66	4.06	8.49	30.35	12.56	17.49	11.07	7.65	1.36
1990	0.31	0.00	0.00	2.46	21.05	32.43	58.65	30.81	2.97	53.35	6.72	1.58
1991	0.22	0.50	1.52	10.11	3.50	38.31	37.26	23.68	42.21	11.84	8.70	0.62
1992	0.00	0.06	0.00	8.22	11.66	25.29	21.11	14.07	28.92	7.84	6.03	2.02
1993	0.31	0.42	0.62	8.25	27.19	52.53	33.02	69.91	54.57	7.97	15.33	1.05
1994	0.06	0.06	0.87	14.25	8.34	16.86	20.86	12.18	34.56	11.35	6.30	1.43
1995	0.93	0.00	3.75	2.85	8.22	23.79	36.64	19.34	7.59	17.73	2.04	1.24
1996	0.59	1.88	1.58	2.25	16.52	33.66	42.07	35.06	22.62	25.08	26.43	8.46
1997	0.06	0.64	0.03	2.13	8.34	48.30	113.83	19.96	13.68	26.54	5.34	0.22
1998	0.31	1.46	2.48	11.64	43.65	41.43	48.30	13.83	4.38	30.01	8.04	13.33
1999	0.16	0.90	0.00	19.20	15.19	21.72	29.67	27.65	38.58	25.95	20.73	11.35
2000	3.26	0.00	0.00	1.80	8.40	25.80	17.33	26.66	19.35	7.94	14.43	0.74
2001	0.09	0.14	0.28	4.26	7.13	16.74	13.67	29.14	26.97	13.27	4.47	13.89
2002	0.09	0.06	6.05	14.73	30.94	45.54	21.02	97.09	31.62	24.74	8.28	1.18

Tabla 9
Continuación

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2003	0.00	0.25	0.25	10.02	20.62	40.80	56.67	51.15	38.22	22.66	35.67	1.33
2004	0.00	0.48	0.00	7.44	46.25	59.73	134.66	43.68	53.97	31.81	7.23	4.12
2005	3.41	0.59	0.00	7.53	45.29	49.50	35.03	41.14	26.19	5.61	19.92	1.95
2006	2.64	0.06	2.11	1.11	21.86	28.38	24.61	45.97	5.79	20.46	14.43	2.45
2007	0.00	1.12	5.95	12.90	10.66	11.97	14.63	23.41	14.85	20.96	3.72	1.21
2008	0.00	0.03	0.28	1.98	10.85	79.05	139.47	61.69	10.35	24.58	32.85	1.15

2009	2.79	0.59	2.02	0.00	7.84	14.79	93.25	50.78	16.29	8.31	2.64	0.34
2010	0.00	0.06	5.36	19.65	16.71	42.03	93.19	22.82	28.23	8.59	83.97	14.07
2011	0.74	0.56	1.36	10.95	56.70	46.53	40.02	28.77	37.71	24.34	40.80	38.32
2012	0.00	0.06	6.57	13.77	23.53	23.55	67.36	61.85	30.00	31.12	2.49	2.20
2013	0.00	0.08	0.74	0.51	21.86	10.17	22.94	18.51	10.62	10.11	8.22	0.34
2014	0.00	0.11	0.00	1.26	4.15	10.08	33.82	18.20	22.62	19.65	10.56	0.50
2015	0.59	0.48	1.18	0.15	4.77	11.61	19.16	14.29	4.47	9.18	9.24	12.00

Fuente: Miranda (2018)

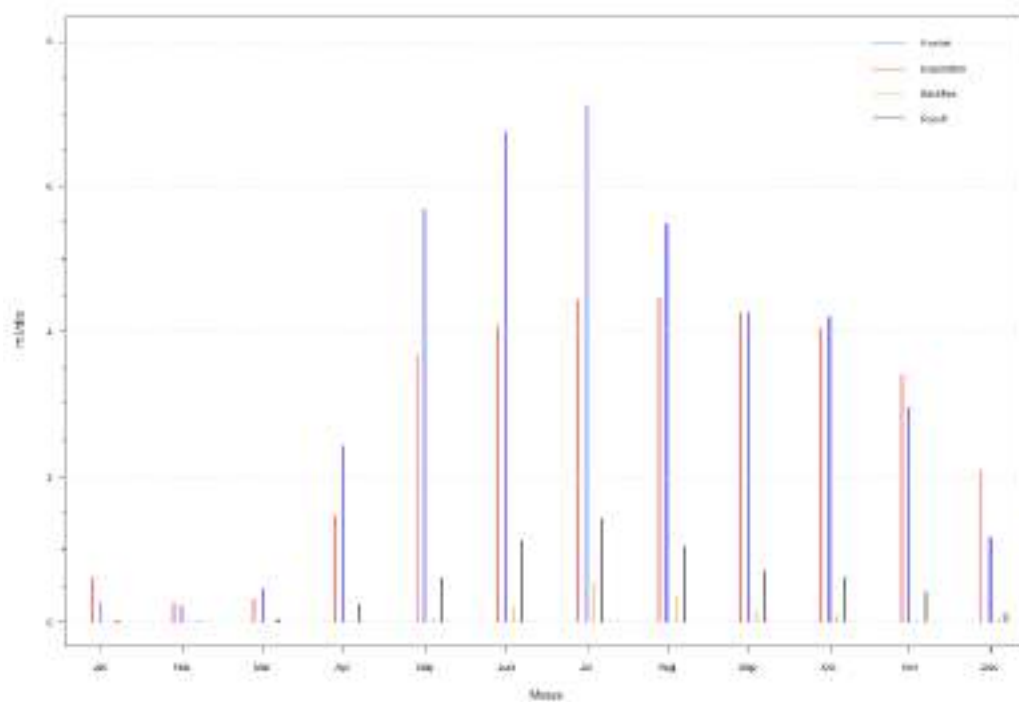


Figura 26. Balance hídrico mensual de largo plazo en la UH1

La Figura 27 muestra la esorrentía hacia el PIH1 expresada como anomalía mensual desde agosto de 1950 hasta junio 2016. Según esta figura, la cuenca aportante al vaso de almacenamiento ha presentado algunos episodios secos que se han extendido a todo el año (sucesión de anomalías negativas; indicadas por barras de color rojo), por tanto, es probable que la ocurrencia de lluvias deficitarias durante la temporada habitual de lluvias cause una merma significativa del volumen útil embalsado.

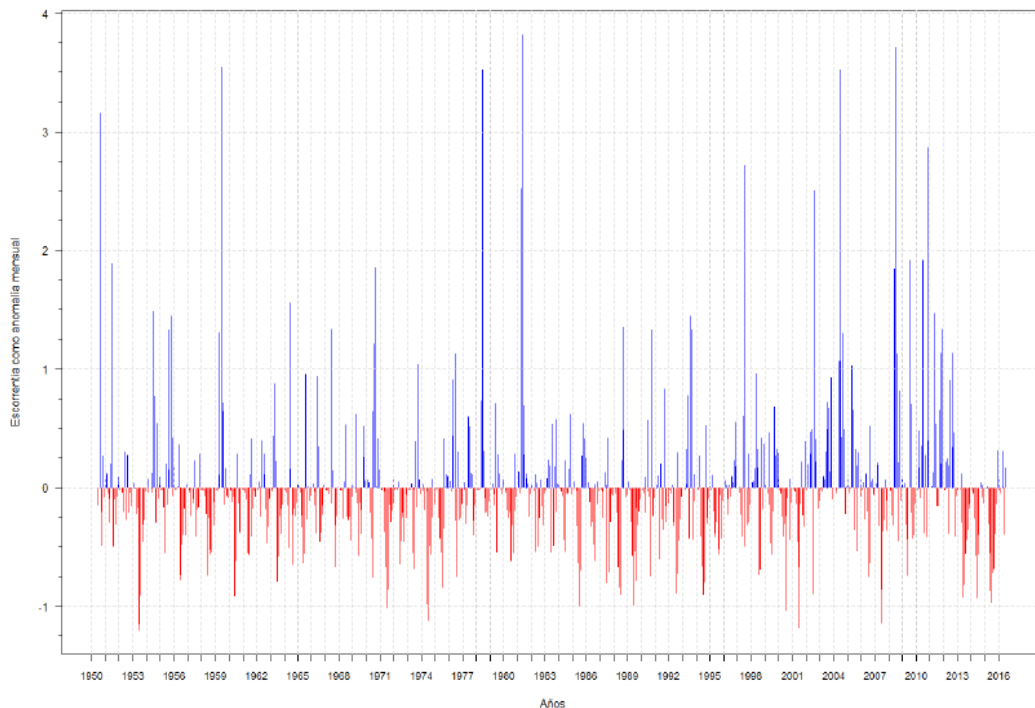


Figura 27. Anomalía mensual de la escorrentía estimada en la UH1 desde julio 1950 hasta julio 2016

4.3.2. Estimación de la carga de azolve

La erosión hídrica en UH1 se estimó empleando la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (USLE, por sus siglas en inglés), cuya estructura es como sigue:

$$E = R * K * L * S * C * P \quad (17)$$

Donde:

E: promedio anual de pérdida de suelo, ton/ha

R: factor de erosividad de la lluvia, MJ mm/ha hr

K: factor de erosionabilidad del suelo, ton ha hr/MJ mm ha

L: factor de longitud de la pendiente, adimensional

S: factor de grado de la pendiente, adimensional

C: factor de manejo de cultivo, adimensional

P: factor de prácticas mecánicas de control de erosión, adimensional

Para estimar el factor R, se empleó una relación empírica generalizable al bioma Bosque Seco Tropical, contenida en la referencia Sucre y Silva (2001), pero cuya autoría es de Páez *et al.* (1989); dada por:

$$R = - 190.5 + 8.8 (L) \quad (18)$$

Donde:

L: lluvia media mensual de largo plazo, mm/mes (estimada en 125.8 mm/mes sobre UH1)

De esta forma, R, resultó igual a 916.54 MJ-mm/h-ha/año.

Con relación al factor K, se utilizó la ecuación 3.3, citada por Silva (1995):

$$K = 0.1317 [2.1 \times M^{1.14} \times 10^{-4} (12 - a) + 3.25 (b - 2) + 2.5 (c - 3)] / 100 \quad (19)$$

Donde:

M: está dado por $M = (\% \text{ arena muy fina y limo}) \times (100 - \% \text{ arcilla})$

a: % de materia orgánica

b: código de tipo de estructura

c: código de permeabilidad

Basado en una visita de campo, se consideró que el porcentaje de arcilla, el porcentaje de limo, el porcentaje de arena muy fina, el porcentaje de materia orgánica, el código de textura y el código de permeabilidad son iguales a 2%, 2%, 1%, 5%, 2 y 3, respectivamente. Resultando por tanto, $K = 0.010$

De acuerdo a la referencia Sucre y Silva (2001), el factor topográfico LS, está dado por:

$$LS = (Ls/22.1)^s \times (0.065 + 0.045 \times F + 0.0065 \times F^2) \quad (20)$$

Donde:

Ls: longitud de la pendiente de referencia, m

s: exponente que depende de la pendiente de la ladera, adimensional

F: inclinación de la pendiente, %

Tomando como base el Modelo Digital de Elevación de la UH2, se seleccionó una ladera que fuese representativa del área que tributa al futuro embalse. De dicha

ladera, se obtuvo la longitud de la pendiente, la cota más alta de la ladera, la cota más baja de la ladera, la inclinación de la pendiente y el exponente, resultando iguales a 648.70 m, 427.83 m.s.n.m., 295.3 m.s.n.m., 20.4% y 0.5, respectivamente. La ecuación 3.4, arrojó un $LS = 20.032$

Los parámetros C y P, se asumieron iguales a 0.050, debido al alto grado de conservación y la densa cobertura arbórea presente en la cuenca UH1.

Retomando la ecuación 3.1, se estimó una pérdida de suelo de 0.439 Ton/ha/año. Este indicador, al ser afectado por el área de UH1, da por resultado 36.39 Ton/año. Considerando una tasa de entrega de 38%, se estima que unas 13.60 Ton/año podrían ingresar al vaso de almacenamiento. Finalmente, se asumió una densidad volumétrica para el sedimento húmedo igual 1.80 Ton/m³. El peor escenario, implicaría que esta carga quedaría en su totalidad retenida como volumen muerto; esto quiere decir, 7.56 m³/año.

4.4. MODELACIÓN HIDROLÓGICA DEL CAÑO ONOTO EN EL PIH1

La información generada en las secciones precedentes, se utilizó junto al software de modelización hidrológica HEC-HMS 3.1 con el objeto de recrear los escenarios de tormentas indicados en la Tabla 6 sobre las UH1, considerando períodos de retornos iguales a 2.33, 5, 10, 15 y 25 años, respectivamente. Así, se generaron los hidrogramas de crecientes en el PIH2; los cuales se requirieron para dimensionar el aliviadero de la presa. La modelización se desarrolló considerando un evento de tormenta hipotético durante el mes de julio, debido a que, según la Tabla 7, 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 lluvias.

4.4.1. Flujo Base

No se cuenta con información hidrológica actualizada sobre el flujo base del Caño Onoto en UH; sin embargo, se tomó como referencia la estimación mostrada en la Tabla 8 para julio (1.42 m³/s).

4.4.2. 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. A los efectos del estudio, se consideró como estación de referencia representativa de la UH1, la estación Las Majaguas (serial 2334). La Tabla 10 muestra los registros promedio de la variable evaporación de tina.

Tabla 10

Evaporación de tina media en la estación Las Majaguas expresada en mm/mes. Periodo 1962-1983

Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio
219.2	239.1	283.7	221.9	155.6	129.5
Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
137.3	137.9	135.7	153.6	158.4	182.8

Fuente: Miranda (2018)

4.4.3. 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 dos Unidades Hidrológicas de menor tamaño y características relativamente homogéneas, tal cual se muestra en la Figura 12.

4.4.4. 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 3.1, dando los resultados indicados en la Tabla 11.

Tabla 11

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

Qp (m ³ /s)		
Tr (años)	PIH1	PIH2
2.33	5.30	51.70
5	9.90	83.30
10	16.50	126.10
15	22.50	163.20
25	30.90	216.60

Fuente: Miranda (2018)

Las figuras 28 a la 32 muestran los hidrogramas de crecientes para los períodos de retorno analizados.

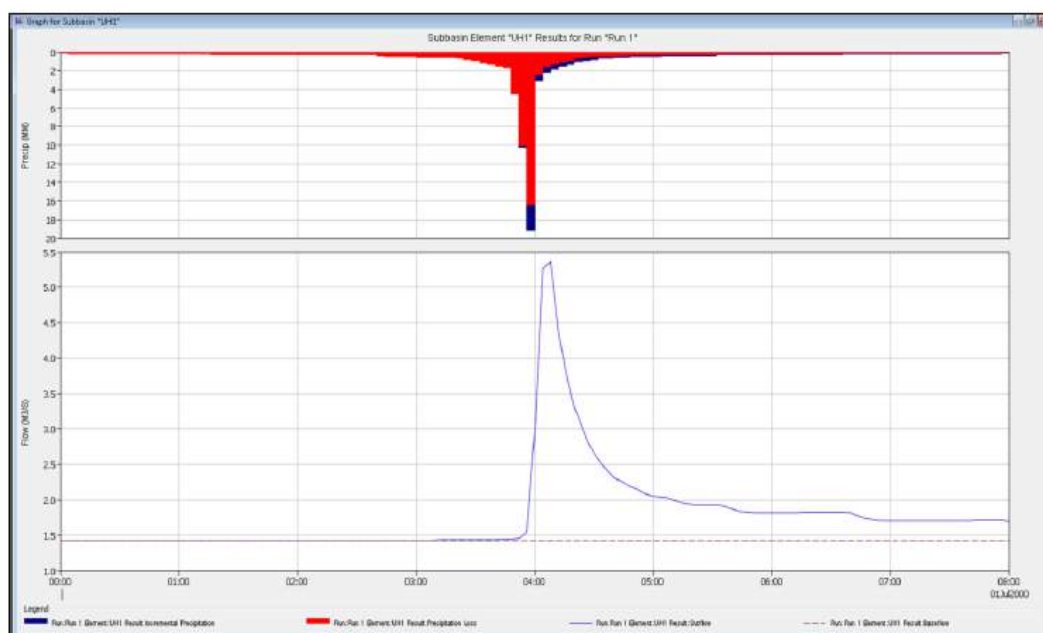


Figura 28. Hidrograma de creciente en UH1 para un $Tr = 2.33$ años

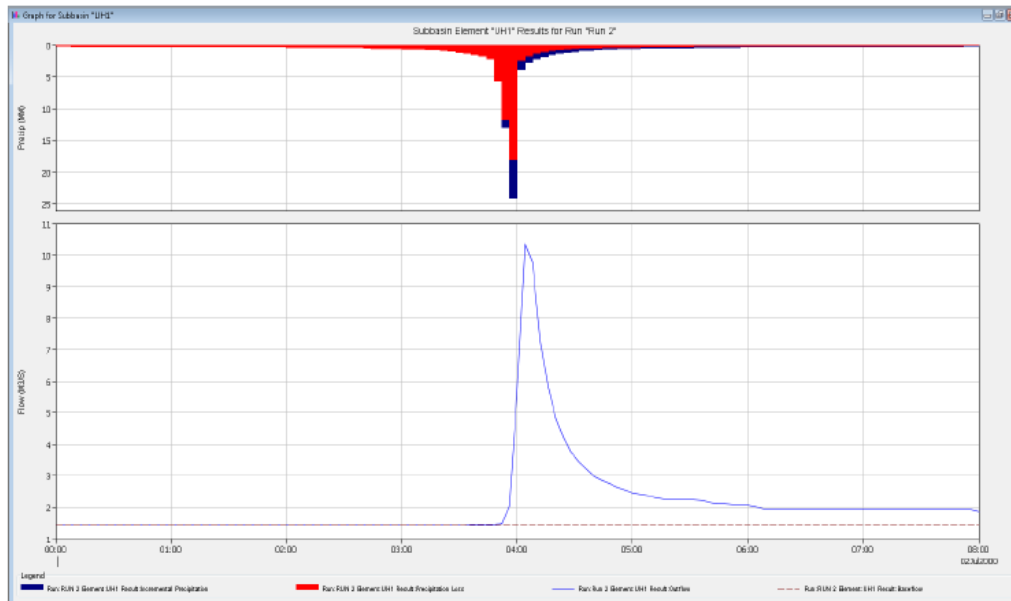


Figura 29. Hidrograma de creciente en UH1 para un $Tr = 5$ años

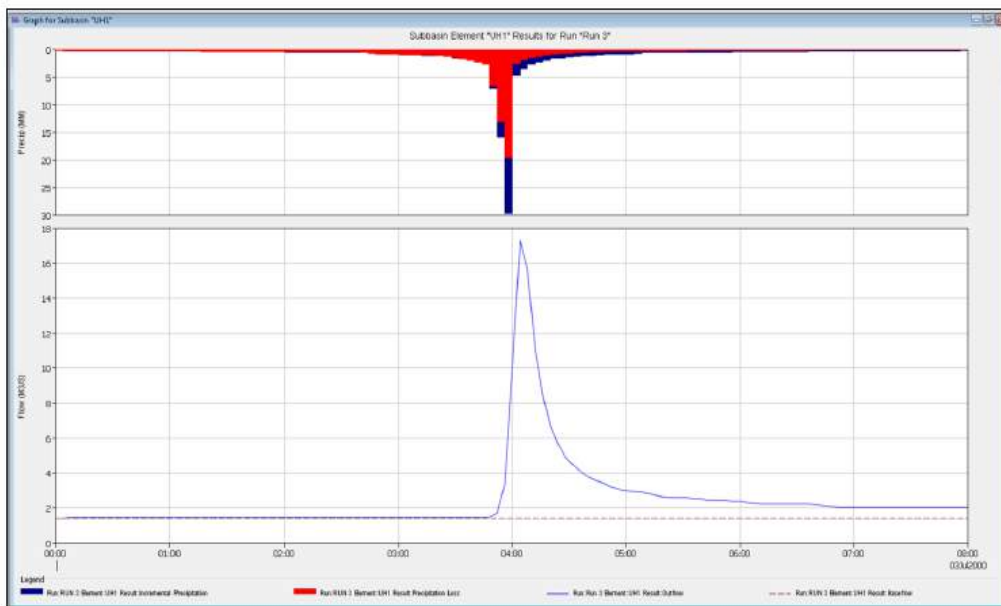


Figura 30. Hidrograma de creciente en UH1 para un $Tr = 10$ años

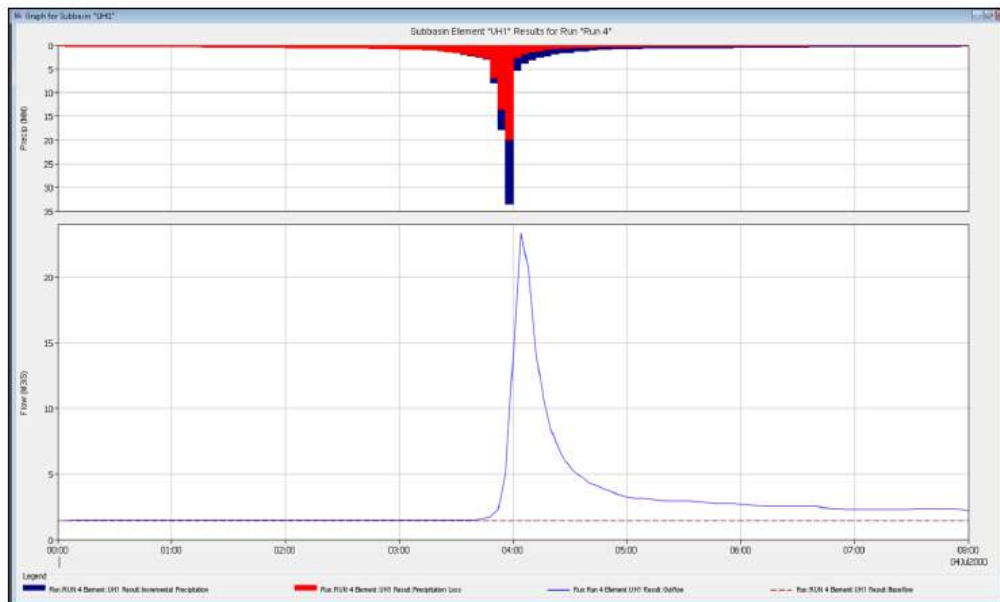


Figura 31. Hidrograma de creciente en UH1 para un $Tr = 15$ años

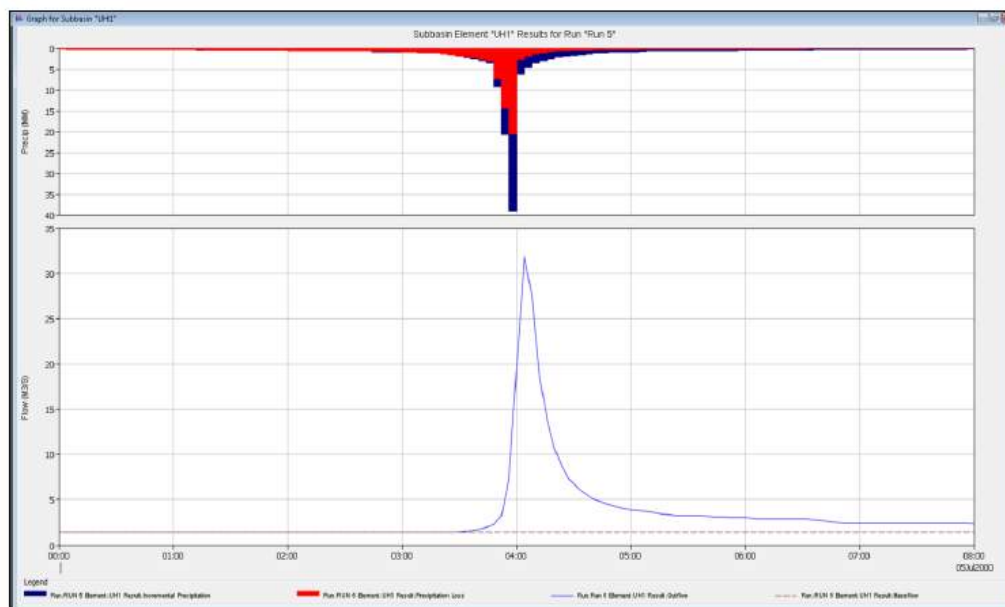


Figura 32. Hidrograma de creciente en UH1 para un $Tr = 25$ años

4.4.5. Posibles efectos hidrológicos del embalse sobre Puente Onoto

La información descrita en las secciones precedentes, permite sustentar algunas inferencias preliminares sobre los efectos a largo plazo de la puesta en marcha del embalse proyectado en UH1. En principio, debe advertirse que el área drenada en UH1 hacia el vaso

de almacenamiento (0.83 km^2), representa alrededor del 3% de la superficie total que tributa hacia Puente Onoto (26.56 km^2). Esto implica, que el agua embalsada por esta estructura (en términos de volumen), será una pequeña fracción del aporte hídrico del sistema hidrológico denominado Caño Onoto; en consecuencia el embalse no comprometerá el gasto ecológico del referido cauce.

Un aspecto favorable, menos evidente, es que embalse en sí mismo, actuará como una obra de regulación de crecientes. Esto quiere decir, que durante la ocurrencia de un evento de tormenta, el vaso de almacenamiento tenderá a 'laminar' el hidrograma que naturalmente se genera en el PIH1. En consecuencia, los caudales picos en el Puente Onoto, serán ligeramente menores a los que ocurriría si no existiese el embalse.

Como en cualquier otro embalse, esta estructura tiene asociado un riesgo de falla (por ejemplo, rotura de la presa por una falla del aliviadero ante una tormenta extraordinaria). Este riesgo es pequeño, debido a que los embalses en operación, cuentan con un programa de monitoreo continuo, que son en esencia, un sistema de alerta temprana a lo largo de su vida útil. Sin embargo, en caso de presentarse una falla repentina del embalse previsto en el PIH1, hay varios aspectos técnicos que le son favorables, por ejemplo: 1) la onda de rotura debe transitar más de 7.5 km desde el PIH1 hasta el Puente Onoto (PIH2), lo que permite que el cauce principal de Caño Onoto lamine el gasto pico; 2) debajo de la curva de nivel de 200 m.s.n.m., el terreno es predominantemente plano, lo cual promueve el desborde de la onda de rotura hacia la planicie antes de su llegada a Puente Onoto; 3) el dren que conecta el PIH1 con el cauce principal, se orienta en sentido contrario al seguido por el cauce principal, por tanto una proporción importante de la energía de la onda de rotura se disiparía al intentar ingresar al cauce principal; 4) el embalse es bastante pequeño (volumen útil).

En síntesis, un dimensionamiento adecuado del aliviadero junto a un robusto programa de monitoreo de la estructura de la presa, coadyuvarán a reducir el riesgo de falla de esta estructura.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN

CONCLUSIONES

Los resultados mostrados en el presente informe deben considerarse una primera aproximación del comportamiento hidrológico del Caño Onoto a nivel de las cuencas estudiadas (UH1, UH2 y UH), pues éstos se derivan de modelos numéricos distribuidos que emplean parámetros hidrológicos estimados por percepción remota. Igualmente, el modelo desarrollado, basado en HEC-HMS, usado para la estimación de los gastos picos en el PIH1 y PIH2, no fue calibrado con mediciones de gastos en los PIHs.

A manera de síntesis, los indicadores morfométricos estimados más importantes para la microcuenca aportante al embalse son: área drenada igual a 82.77 hectáreas (0.83 km^2), el nivel de cobertura vegetal está sobre el 90% (para julio 2016), el tiempo de concentración en el PIH1 es igual a 11.26 minutos, la longitud de cauce principal es de 1025 m, la pendiente media del cauce principal es de 0.07 m/m, el ancho del fondo del cauce principal presenta un valor igual a 20 m, la relación de talud del cauce principal (1 H: 1 V): 1.00, el número de Manning ponderado (N) es de 0.045.

Con respecto a la estacionalidad pluviométrica, se tiene que la temporada seca va desde noviembre hasta abril, seguida por una temporada de lluvias entre mayo y octubre. La Intensidad media de la lluvia es de 37.26 mm/hora para una hora de duración y un periodo de retorno de 2.33 años.

El rango de escorrentía a largo plazo se caracteriza por poseer un estiaje mínimo entre enero y marzo ($0 \text{ m}^3/\text{s}$), y un gasto máximo en julio. Las rachas secas recientes basadas en la escorrentía efectiva se presentaron en: Junio-Agosto 1994; Julio-Agosto 2013; Mayo-Septiembre 2015; con anomalías mensuales menores a -0.50.

La producción de sedimentos se caracteriza por presentar una carga máxima de azolve para la cuenca igual a $7.56 \text{ m}^3/\text{año}$.

La respuesta hidrológica en el PIH1 presenta los siguientes gastos picos máximos en: 5.30, 9.90, 16.50, 22.50 y 30.90 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 caño Onoto y su zona de influencia, además de considerar el uso de otros métodos que permitan un análisis similar.

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]
- Farías 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