

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ÁNALISIS DE RIESGO HIDROLÓGICO DEBIDO A CRECIENTES EXTREMAS EN
EL SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE**

**Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha
evaluado su contenido con el resultado:**

J U R A D O E X A M I N A D O R

Firma:	Firma:	Firma:
Nombre:	Nombre:	Nombre:

REALIZADO POR	Br. Dayana C. Escalona V. Br. Stanzy A. Moreno C.
PROFESOR GUIA	Ing. José Miguel Divassón Guillén
FECHA	Junio 2015



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ÁNALISIS DE RIESGO HIDROLÓGICO DEBIDO A CRECIENTES EXTREMAS EN
EL SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

REALIZADO POR Br. Dayana C. Escalona V.
Br. Stanzy A. Moreno C.

PROFESOR GUIA Ing. José Miguel Divassón Guillén

FECHA Junio 2015

DEDICATORIA

A mi Madre, mi mejor amiga y quien siempre me ha apoyado y cuidado, la mejor mujer que he conocido.

A mi Padre, el mejor consejero y mi ejemplo a seguir.

Dayana Escalona

A mis Padres quienes siempre me dieron el apoyo, la confianza y el ánimo en los buenos y malos momentos a ellos este trabajo.

Stanzy Moreno

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por cuidarnos e iluminarnos el entendimiento de todos los días de nuestras vidas.

A nuestros padres, hermanas y abuelos por apoyarnos siempre a lo largo de nuestra carrera y aún más en los momentos difíciles

A nuestro tutor el Ing. José Miguel Divasson, por compartir sus conocimientos con nosotras, el cual siempre tuvo la mejor disposición de ayudarnos y a quien admiramos como persona y como profesional.

A nuestro cotutor el Ing. Luis Carlos Silva por brindarnos sus conocimientos y guiarnos a lo largo de este Trabajo Especial.

Al Ing. Alejandro Rincón por las enseñanzas otorgadas que contribuyeron de manera importante al desarrollo de este estudio, por su paciencia y buena disposición.

A los Ing. Gustavo Puga y Teresa Gomes por toda la información suministrada y el tiempo que nos brindaron para poder llevar a cabo este trabajo.

ANÁLISIS DE RIESGO HIDROLÓGICO DEBIDO A CRECIENTES EXTREMAS EN EL SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE

Trabajo Especial de Grado

Br. DAYANA C. ESCALONA VARGAS

Br. STANZY A. MORENO CARRILLO

Facultad De Ingeniería – Escuela de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Tutor Académico: Ing. José Miguel Divassón Guillen

Caracas – Venezuela

(Año 2.015)

SINOPSIS

Aunque las presas son infraestructuras muy seguras, hay que tener en cuenta que puede existir un riesgo aunque mínimo de rotura o avería generando una onda de crecida. Las amenazas hidrológicas asociadas a crecientes extremas, pueden generar solicitaciones que alteren la estabilidad de la presa, de sus obras de alivio o disipación que, finalmente se traduzca, en importantes crecientes que transitan por el río en su camino hacia el mar causando consecuencia relevantes o, en el peor de los casos, en el sobrevertido de la presa y su posterior falla.

Este Trabajo Especial de Grado estará orientado a desarrollar, utilizando conceptos hidrológicos y estadísticos, las crecientes probables que se pueden generar en el río Neverí y, posteriormente, definir el comportamiento de las estructuras de alivio – toma ante dichas solicitaciones de tal manera de evaluar los riesgos a los cuales puede estar sometido el Sistema

Hidráulico en particular y toda el área de influencia aguas abajo. Se ha adoptado la metodología referida a riesgo hidrológico, propuesta por el Comité Nacional de Grandes Presas (SPANCOLD), que establece una herramienta de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas y embalses.

Como caso de estudio se hizo la selección del Sistema Hidráulico Turimiquire debido a que durante su proceso de operación ha puesto en evidencia una serie de sucesos que justifican el desarrollo de un análisis de riesgo ante esta amenaza natural, por otra parte constituye uno de los aprovechamientos hidráulicos más relevantes de Venezuela y se encuentra ubicado en un área tal que las consecuencias debido a la falla parcial o total del mismo pueden ser de gran envergadura.

En la metodología realizada, se llevó a cabo la estimación de hidrogramas de crecientes sencillas y complejas asociadas a diferentes periodos de retorno, así como la obtención de la creciente máxima probable, a través de la cuenca alta del río Neverí hasta el embalse el Turimiquire. Posteriormente estos hidrogramas fueron transitados por el embalse haciendo uso del modelo numérico HEC-HMS 4.0, fueron realizadas distintas simulaciones a través del cauce mediante el HEC-RAS 4.2 a fines de estimar las consecuencias y el riesgo aguas abajo de la presa, por lo que finalmente fueron generadas las manchas de inundación asociadas a cada periodo de retorno con la herramienta ArcGIS 10.2.2.

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	2
1.2. Antecedentes.....	3
1.3. Alcance y Limitaciones.....	4
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo General.....	4
1.4.2. Objetivos Específicos.....	4
1.5. Metodología.....	5
2. ANÁLISIS DE RIESGO. METODOLOGÍA SUGERIDA POR SPANCOLD.....	6
2.1. Método sugerido por SPANCOLD	7
2.1.1. Definición del alcance del estudio y caracterización del sistema.....	8
2.1.2. Identificación y Caracterización de Modos de Falla.....	10
2.1.3. Análisis de las solicitaciones.....	13
2.1.4. Estudio de transito de crecientes.....	14
2.1.5. Estudio de consecuencias.....	14
2.2. Cálculo de Riesgo.....	19
3. DESCRIPCIÓN SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE.....	21
3.1. Ubicación.....	21
3.2. Objetivo.....	21
3.3. Características Significativas.....	21
3.4. Funcionamiento del Sistema.....	25
4. ANÁLISIS HIDROLÓGICO APLICADO AL SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE.....	27
4.1. Análisis de Riesgo Hidrológico en el Sistema Hidráulico Turimiquire.....	27
4.1.1. Recopilación de información básica requerida en el estudio.....	27

4.1.2. Descripción y características de la cuenca.....	30
4.2. Definición de área tributaria.....	30
4.2.1. Procesamiento geográfico de la cuenca del Río Neverí hasta el embalse Turimiquire.....	30
4.2.2. Delimitación de la cuenca.....	33
4.3. Definición de láminas de lluvia.....	35
4.4. Estimación Número de Curva y Tiempos de Concentración.....	36
4.4.1. Número de Curva del SCS	37
4.4.2. Vegetación y Tipo de Suelo Cuenca Neverí hasta el Turimiquire.....	38
4.4.3. Tiempo de Concentración.....	38
4.4.4. Tiempo de Retardo.....	39
4.4.5. Método CO Clark.....	39
4.4.6. Método SCS.....	40
4.4.7. Método Muskingum.....	40
4.5. Modelo Hec – HMS	40
4.5.1. Características de las subcuencas.....	41
4.5.2. Características de los segmentos de tránsito.....	42
4.5.3. Modelo Meteorológico.....	42
4.5.3.1. Generación Polígonos de Thiessen.....	42
4.5.3.2. Datos de Entrada.....	44
4.6. Crecientes extremas sencillas.....	44
4.7. Precipitación Máxima Probable y Crecida Máxima Probable.....	44
4.8. Crecidas extremas complejas.....	48
4.8.1. Metodología empleada en “Estudio hidrológico en el río Cuira hasta el sitio de presa”, elaborado por C.G.R Ingeniería.....	48
4.8.2. Adaptación al presente estudio.....	50
5. SIMULACIÓN DE LA RESPUESTA DEL SISTEMA ANTE CRECIENTES EXTRAORDINARIAS.....	52

5.1.	Respuesta del Sistema Hidráulico Turimiquire.....	53
5.1.1.	Curva de Área – Capacidad.....	54
5.1.2.	Curva de descarga del Aliviadero.....	56
5.1.3.	Tránsito de crecientes por el embalse.....	57
5.2.	Instrumentación del modelo.....	61
5.3.	Generación de mapas de inundación.....	62
5.4.	Análisis de las manchas de inundación.....	62
6.	ESTUDIO DE CONSECUENCIAS Y RIESGO APLICADO AL SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE.....	64
6.1.	Estimación pérdida de vidas.....	65
6.1.1.	Estimación de las poblaciones del valle aguas abajo del embalse Turimiquire.....	65
6.1.2.	Determinación de tasas para estimar la pérdida de vidas.....	69
6.1.3.	Calculo de pérdida de vidas	73
6.2.	Estimación de consecuencias Económicas.....	75
6.2.1.	Estimación Daños Directos.....	75
6.2.2.	Cálculo de consecuencias económicas según los usos del suelo.....	76
6.2.3.	Estimación de Daños Indirectos.....	76
6.3.	Cálculo de Riesgos.....	79
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
7.1.	Conclusiones.....	83
7.2.	Recomendaciones.....	85
	BIBLIOGRAFÍA.....	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema del proceso de Análisis de Riesgo.....	9
Figura 2.2 Modos de Falla.....	11
Figura 2.3 Diagrama de influencia de un modelo de riesgo estándar para el escenario hidrológico mostrando los trabajos a realizar para caracterizar cada una de las variables.....	12
Figura 4.1 Imagen de pendientes en ArcGIS.....	34
Figura 4.2 Imagen TIN de elevaciones en ArcGIS.....	34
Figura 4.3 Polígonos de Thiessen aplicados a la cuenca.....	43
Figura 5.1 Curva Área – Capacidad.....	55
Figura 5.2 Capacidad de alivio de las obras de embalse del Sistema Turimiquire.....	58
Figura 5.3 Relación entre el hidrograma de entrada y salida para un $T_r = 500$ años.....	61

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Tasas para estimar la pérdida de vidas resultante de una inundación propuesta por Graham (1999).....	16
Tabla 4.1 Lista de estaciones correspondientes al Estado Sucre ubicadas a un radio aproximado de 50 km desde el sitio de presa.....	31
Tabla 4.2 Lista de estaciones correspondientes al Estado Anzoátegui ubicadas a un radio aproximado de 50 km desde el sitio de presa.....	32
Tabla 4.3 Lista de estaciones seleccionadas.....	33
Tabla 4.4 Características de la cuenca.....	33
Tabla 4.5 Número de Curva correspondiente a cada subcuenca.....	38
Tabla 4.6 Tiempo de Concentración correspondiente a cada subcuenca.....	39
Tabla 4.7 Características de cada subcuenca.....	41
Tabla 4.8 Características de los segmentos de transito.....	42
Tabla 4.9 Porcentaje de influencia por estaciones sobre cada subcuenca.....	43
Tabla 4.10 Valores de factor de frecuencia (Km) obtenidos.....	45
Tabla 4.11 Valores de Precipitación Máxima Probable obtenidos para un factor de frecuencia Km = 8.....	47
Tabla 4.12 Valores de Precipitación Máxima Probable obtenidos para un factor de frecuencia Km = 10.....	47
Tabla 5.1 Curva Área – Capacidad.....	54
Tabla 5.2 Caudales máximos y volúmenes escurridos para los escenarios de crecientes analizadas.....	56
Tabla 5.3 Capacidad de alivio de las obras de embalse del Sistema Turimiquire.....	59
Tabla 5.4 Caudales máximos, volúmenes y nivel en el embalse para los escenarios de crecientes analizados.....	60
Tabla 5.5 Profundidades máximas por periodo de retorno.....	63

Tabla 6.1 Tasa de crecimiento calculada en base al censo del año 2011 y las proyecciones para el año 2015 de los municipios Sucre (Edo. Sucre), Juan Antonio Sotillo y Simón Bolívar (Edo. Anzoátegui).....	66
Tabla 6.2 Proyecciones de Población para el año 2015 a nivel de centros poblados (cálculos en base al censo del año 2011 y las tasas de crecimiento previamente calculados a nivel municipal en la Tabla 6.1).....	67
Tabla 6.3 Densidad Poblacional de la zona urbana de interés a nivel de municipios (Calculados en base a superficies y proyecciones para el año 2015).....	68
Tabla 6.4 Rango de Valores de Profundidad Máxima para asignación de Severidad de Inundación	69
Tabla 6.5 Asignación de Tasas de Mortalidad.....	72
Tabla 6.6 Cálculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de $T_r = 500$ años.....	73
Tabla 6.7 Calculo detallado de las Consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para uno de los periodos de retorno.....	76
Tabla 6.8 Calculo detallado de los costos Directos e Indirectos para eventos de crecientes extremas sencillas para uno de los periodos de retorno.....	77
Tabla 6.9 Estimación periodo de retorno para precipitación máxima probable.....	77
Tabla 6.10 Costos Directos e Indirectos estimados para las crecientes sencillas y complejas asociadas a diferentes periodos de retorno.....	79
Tabla 6.11 Relación Probabilidad – Consecuencias producto de crecientes máximas.....	80
Tabla 6.12 Definición de condiciones para Niveles de Agua en el Embalse asociados a las diferentes crecientes.....	82

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1 Curvas Profundidad – Daños para diferentes usos del suelo en Alemania.....	19
Gráfico 2.2 Ejemplo de gráfico fN.....	20
Gráfico 4.2 Km en función de la duración de la lluvia y su valor medio anual.....	46
Gráfico 4.3 Crecidas complejas Río Neverí.....	49
Gráfico 4.4 Hidrogramas de Crecidas Complejas para 10 días de duración y diferentes periodos de retorno	51
Gráfico 6.1 Distribución Gumbel.....	78
Gráfico 6.2 Gráfico fN correspondiente a consecuencias económicas.....	81
Gráfico 6.3 Gráfico fN correspondiente a pérdida de vidas.....	81

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo fundamental del presente Trabajo Especial de Grado es el análisis de riesgo hidrológico de una Sistema Hidráulico, específicamente en todo lo concerniente a los eventos extraordinarios que pudieran producirse como consecuencia de tormentas pluviométricas de muy baja ocurrencia.

El riesgo hidrológico se refiere al ocasionado por exceso o ausencia de agua, el primer caso producido por tormentas de menor o mayor grado. En el caso específico de riesgo hidrológico en presas, existe una posibilidad aunque mínima de que se produzca una avería o rotura generando una onda de creciente, la cual ocasionaría daños potenciales en la población y el ambiente, tales como posible pérdidas humanas y daños en infraestructuras. La magnitud de estos eventos está asociada a su probabilidad de ocurrencia y debido a su variabilidad es necesario analizar las consecuencias de su ocurrencia.

Como caso de estudio se hizo la selección del Sistema Hidráulico Turimiquire debido a que durante su proceso de operación ha puesto en evidencia una serie de sucesos que justifican el desarrollo de un análisis de riesgo ante esta amenaza natural, por otra parte constituye uno de los aprovechamientos hidráulicos más relevantes de Venezuela y se encuentra ubicado en un área tal que las consecuencias debido a la falla parcial o total del mismo pueden ser de gran envergadura.

En el Capítulo 2 del presente estudio se desarrolla la descripción de la metodología desarrollada por el Comité Español de Grandes Presas (SPANCOLD), referente a análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas y embalses.

El Capítulo 3 hace referencia a la descripción del Sistema Hidráulico Turimiquire, donde se mencionan sus características significativas, principales componentes y obras que lo conforman, a fines de colaborar con el buen entendimiento del funcionamiento del sistema.

Posteriormente en el Capítulo 4, se resume el análisis de riesgo hidrológico aplicado al embalse, caracterización de los parámetros y delimitación de la cuenca, definición de los datos de entrada en el modelo numérico HEC-HM, obtención de los hidrogramas de crecientes sencillas y complejas, además de la creciente máxima probable, utilizando conceptos hidrológicos y estadísticos y su posterior tránsito a través del embalse.

El Capítulo 5 está dividido en dos fases, la primera se refiere al tránsito de las crecientes a través del embalse y de la generación del hidrograma de salida a través de las obras de alivio, y la segunda el análisis de como el hidrograma descargado en el cauce natural del Río Neverí se traslada hasta su descarga al mar

En el Capítulo 6 se realiza el estudio de consecuencias y riesgo producto de las diferentes crecientes estudiadas, en término de pérdidas de vida y pérdidas económicas, efectuando a su vez la estimación de densidades poblacionales, severidad de la inundación, tiempo de aviso y onda de crecida, elementos necesarios para la ejecución del análisis de consecuencias.

El análisis de los resultados en términos de conclusiones y recomendación para el sistema, está contenido en el Capítulo 7.

1.1 Planteamiento del problema

La ocurrencia de crecidas extremas es un riesgo hidrológico experimentado cada vez más frecuentemente motivado al fenómeno del cambio climático, si bien es cierto que ha ocurrido un desarrollo importante en países que cuentan con los recursos y la tecnología para ello en cuanto a prevención se refiere, aún es necesario reducir la vulnerabilidad a la que se está expuesta. Cuando se habla de riesgo hidrológico, se trata de que la capacidad de las obras diseñadas para su manejo, sean sobrepasadas dentro la vida útil de la misma.

Como caso de estudio se seleccionó el Sistema Hidráulico Armando Michelangelli – Turimiquire, el cual genera el 60% de agua a toda la región nororiental del país, conformado por embalse que posee una capacidad total de $610 \times 10^6 \text{ Mm}^3$, siendo la obra de mayor envergadura hidráulica construida en la región y de gran importancia estratégica, hidráulica e

hidrológica, igualmente aporta agua para riego y cumple una importante función de control de crecientes, razones que justifican el desarrollo de un análisis de riesgo ante esta amenaza natural.

El presente Trabajo Especial de Grado está orientado a desarrollar, utilizando conceptos y técnicas hidrológicas y estadísticas, las crecientes máximas probables sencillas y complejas que se pueden generar en el río Neverí y, posteriormente, definir el comportamiento de las estructuras de alivio de la presa ante dichas solicitaciones de tal manera de evaluar los riesgos hidrológicos a los cuales puede estar sometido el Sistema Hidráulico en particular y toda el área de influencia aguas abajo de la estructura.

1.2 Antecedentes

“Análisis de Riesgo de la zona aguas abajo del Embalse “Ing. Armando Michelangelli-Turimiquire, aplicando la metodología SPANCOLD, año 2012.”. Gomes R., Teresa. Puga G, Gustavo. (2014). Siguiendo la metodología del Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD), se llevó a cabo el análisis y evaluación de riesgo en el embalse. Fue utilizado el modelo numérico HEC-RAS 4.1.0, en conjunto con el software de Sistemas de Información Geográfica (SIG), ArcGIS 10.2.1 con HEC-GeoRAS 4.2, con la finalidad de realizar la simulación de diferentes situaciones, necesarios para conocer las consecuencias debido a falla de presa.

“Amenazas y Vulnerabilidades en el Sistema Hidráulico Turimiquire. Análisis de riesgos aplicado a la gestión de seguridad de presas y embalses. Primera fase”. Lara, Raymond; Mosquera, Nolbert. (2014). Trabajo realizado en paralelo con el análisis de riesgo del mismo sistema (Gomes, T y Puga, G.; 2014), orientado en evaluar las probabilidades de ocurrencia de cada modo de falla. Se llevó a cabo la evaluación de las vulnerabilidades, con la consiguiente propuesta de recomendaciones respecto a la seguridad de las obras del embalse.

1.3 Alcance y Limitaciones

El Trabajo Especial de Grado propone evaluar los riesgos que se pueden generar aguas abajo del Sistema Hidráulico Armando Michelangelli – Turimiquire, en caso de que se rebase la capacidad del aliviadero debido a crecientes extremas del río Neverí, tomando en cuenta la vida útil del embalse.

Para el desarrollo de la TEG es de suma importancia la información de tipo hidrológica (gastos máximos y mínimos, bandas de niveles, batimetría, precipitaciones máximas, entre otros), hidráulica (tránsitos de crecientes), cartografía; algunas de estas pueden encontrarse de forma limitada, lo que puede hacer que el análisis no pueda ser desarrollado a profundidad.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Evaluar los riesgos que se pueden generar aguas abajo del Sistema Hidráulico Armando Michelangelli – Turimiquire, por crecientes extremas, analizando si la capacidad de evacuación del mismo ha sido sobrepasada.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Recopilación de información hidrológica, hidráulica y cartográfica del Sistemas Hidráulico Armando Michelangelli – Turimiquire y de su área tributaria.
- Definición de crecientes extremas para diversos períodos de retorno tanto para eventos simples como para eventos complejos (múltiples) utilizando para ello el modelo hidrológico HEC-HMS 4.0.
- Análisis del tránsito de crecientes en el embalse Turimiquire.
- Simulación del tránsito de la onda de crecientes aguas abajo del embalse y estimación de consecuencias por su paso.
- Análisis de posibles mejoras que minimicen el riesgo o las consecuencias de cada evento, debido a insuficiencias en el sistema hidráulico.

1.5 Metodología

Se llevó a cabo una primera etapa de recopilación de información, tal como informes, datos meteorológicos e hidrológicos y cartografía, suministrada por el Instituto Nacional de meteorología e hidrología (INAMEH) y la Planoteca de Hidrocapital. De acuerdo con la información recopilada, tanto actual como del proyecto original, se realizó la simulación y delimitación de la cuenca mediante el uso de las herramientas ArcGIS 10.2 y HEC-GeoHMS 10.2, obteniéndose los parámetros requeridos para su posterior uso en el modelo hidrológico HEC-HMS 4.0, que a su vez permite realizar estudios convenientes de crecientes máximas, transito de crecientes pico y volumétricas, posteriormente se verificó la existencia de riesgo hidrológico en el sistema y finalmente se estimaron las consecuencias aguas abajo del embalse con el modelo HEC RAS 4.0.

2. ANÁLISIS DE RIESGO. METODOLOGIA SUGERIDA POR SPANCOLD

La definición de riesgo contemplada en la normativa canadiense establece que es la oportunidad de producirse pérdidas o daños, entendidos como una medida de la probabilidad y severidad de los efectos adversos sobre la salud, la propiedad, el medio ambiente u otro elemento de valor (CSA, 1997).

El objetivo fundamental del presente Trabajo Especial de Grado es el análisis de riesgo hidrológico del Sistema Hidráulico Turimiquire específicamente en todo lo concerniente a los eventos extraordinarios que pudieran producirse como consecuencia de tormentas de muy baja frecuencia en la cuenca del río Neverí.

Tal como se analiza en el trabajo realizado por Lara y Mosquera¹ el Sistema Hidráulico Turimiquire y, en especial sus obras de retención y alivio son vulnerables ante una amenaza hidrológica donde la cuantificación de la probabilidad de ocurrencia de cada una de ellas y las consecuencias y riesgo asociado a ellas se constituyen en el objetivo fundamental del presente estudio.

A grandes rasgos, las amenazas hidrológicas asociadas a crecientes extremas, pueden generar solicitaciones que alteren la estabilidad de la presa, de sus obras de alivio o disipación que, finalmente se traduzca, en importantes crecientes que transitan por el río en su flujo hacia el mar causando consecuencia relevantes o, en el peor de los casos, en el sobrevertido de la presa y su posterior falla.

A continuación se hace una breve explicación de la metodología propuesta por SPANCOLD², para el análisis de riesgo en embalses. En el Anexo N° 1 se incluye una descripción más detallada del mismo.

¹ Lara, R. y Mosquera, N., (2014). *Análisis de vulnerabilidades del Sistema Hidráulico Turimiquire* – Ing. Armando Michelangelli. 1st ed. Caracas, Venezuela: Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello.

² Comité Internacional Español de Grandes Presas, (2012). *Análisis de Riesgos Aplicado a la Gestión de Seguridad de Presas y Embalses*. Guía Técnica de Explotación de Presas y Embalses N° 8. TOMO I. España.

Por otra parte el riesgo hidrológico se refiere al ocasionado por exceso o ausencia de agua, el primer caso producido por tormentas de menor o mayor grado. En el caso específico de riesgo hidrológico en presas, existe una posibilidad aunque mínima de que se produzca una avería o rotura generando una onda de creciente, la cual ocasionaría daños potenciales en la población y el ambiente, tales como posible pérdidas humanas y daños en infraestructuras. La magnitud de estos eventos está asociada a su probabilidad de ocurrencia y debido a su variabilidad es necesario analizar las consecuencias de su ocurrencia.

2.1 Método sugerido por SPANCOLD

La metodología expuesta por el SPANCOLD para todo tipo estudios de riesgos en obras de infraestructura es muy amplia debido a la gran variedad de amenazas, componentes y respuestas posibles, por lo cual, el contar con un protocolo de actuación preciso facilita la toma de decisiones a lo largo del estudio y, posiblemente, permita identificar con mayor precisión los componente que deben ser analizados en mayor detalle y obviar aquellos con alto grado de seguridad.

Un resumen de la metodología propuesta puede ser visualizado en la Figura N° 2.1 que se observa a continuación, se puede resumir en:

- Definición del alcance del estudio
- Caracterización del sistema a evaluar
- Diagnóstico de la situación actual
- Identificación de modos de fallo
- Definición de lo que suele denominarse “Arquitectura de Fallo” que, a su vez se compone de:
 - Análisis de las solicitudes o eventos
 - Establecimiento de la probabilidad de fallo y
 - Análisis de sus consecuencias

- Cálculo del riesgo
- Evaluación del riesgo y
- Diseño de obras de mitigación del riesgo

2.1.1 Definición del alcance del estudio y caracterización del sistema

Como ya ha sido mencionado el análisis de riesgo de un embalse es muy complejo por sus dimensiones, la cantidad de obras principales y complementarias que lo conforman y la variabilidad de sus respuestas ante los más diversos estímulos.

Por ello, la primera fase del trabajo consistirá en hacer una visualización de las diversas amenazas que pueden presentarse, jerarquizarlas en el contexto y proceder a analizar aquellas que se consideren más importantes para la obra o la comunidad.

En lo que se refiere al Sistema Hidráulico Turimiquire y basado en estudios precedentes, la amenaza a cuantificar es la Hidrológica y, dentro de ella, las crecientes asociadas debido a la ocurrencia de altas precipitaciones en la cuenca del río.

Al definir con claridad el objeto de análisis, se procede a conocer la obra hidráulica objeto de revisión haciendo acopio de toda la información básica disponible y, entre ésta se deberá contar con el proyecto de la obra, los reportes emitidos durante su ejecución y las rutinas de operación y mantenimiento del mismo.

Posteriormente es necesario el reconocimiento en sitio del Sistema y la observación de sus componentes, su condición física actual así como sus condiciones operativas y funcionales.

Al culminar este proceso el equipo encargado de efectuar el análisis de riesgo procede a definir los diferentes escenarios que pueden ocurrir a la obra en estudio ya sea por razones externas al sistema hidráulico en particular o por razones operativas propias de éste. Se inicia entonces la definición de los modos de falla.

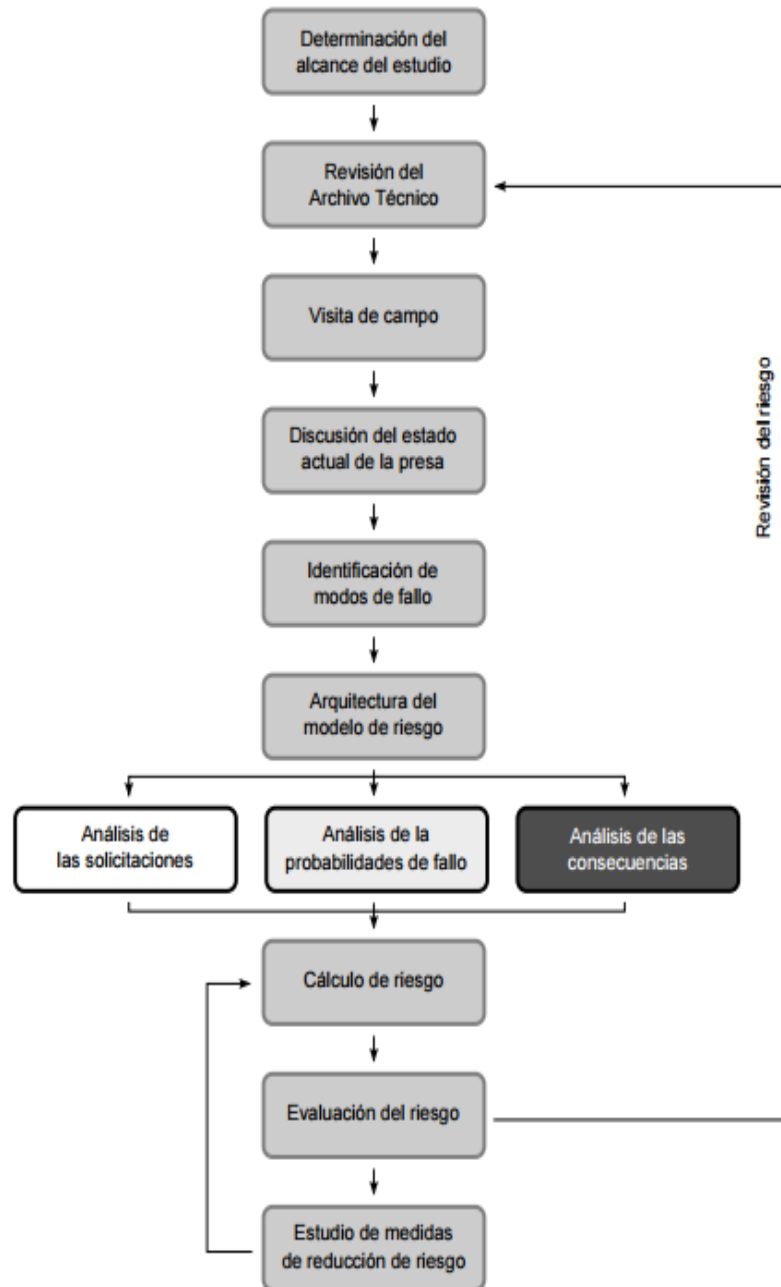


Figura 2.1 Esquema del proceso de Análisis de Riesgo

Fuente: SPANCOLD; 2012

2.1.2 Identificación y Caracterización de Modos de Falla

Un modo de falla se define como una secuencia de eventos que puede dar pie a un mal funcionamiento del sistema presa – embalse o una parte del mismo. Dependiendo del alcance y objetivo del análisis, se puede limitar la definición de modo de fallo a aquellos que impliquen la pérdida de vidas humanas y daños de cualquier tipo (económicos, sobre la vida humana, etc.). El análisis de modos de fallo no se restringe únicamente a las estructuras de retención del embalse, sino que toma en cuenta a cualquier elemento incluido en el sistema presa – embalse.

Para la confección de un modelo de riesgo es importante definir su arquitectura, se debe decidir que variables serán incluidas en el modelo y cuáles van a ser sus relaciones. Los modelos de riesgo se representan mediante diagramas de influencia, estos son una representación conceptual de la lógica de un sistema y deben incluir las relaciones entre posibles eventos, estado del sistema o subsistemas, estado del entorno y consecuencias. Para estos diagramas cada variable es representada a través de un nodo y cada relación a través de un conector. A partir de los diagramas de influencia se construye el árbol de eventos en el cual son representadas todas las posibles cadenas de eventos que se pueden derivar de un evento inicial.

En la Figura N° 2.2 se muestra los modos de falla determinado en la referencia 1, para el análisis de riesgo hidrológico que nos ocupa y en él se puede apreciar que debido a las diferencias de niveles de cresta entre el Tapón de Los Algarrobos y la Presa Las Canalitas, sólo esta última podría estar sometida a una amenaza de este tipo puesto que los Algarrobos se encuentra situado 2 metros por encima de la presa principal.

De acuerdo a los modos de fallo planteados es necesario efectuar el siguiente esquema:

- a. Definición de las solicitudes** a las que estaría sometido el embalse que, en este caso, se establece como los hidrogramas de crecidas para diversas probabilidades de ocurrencia que incluyan las precipitaciones máximas probables (denominadas en lo sucesivo PMP) siendo éstas consecuencias de una evento individual o Hidrograma Sencillo o como consecuencia de eventos de lluvia sucesivos, similares a los ocurridos

en el río Neverí en los años 70 a los cuales se les dará el nombre de Hidrogramas Complejos.

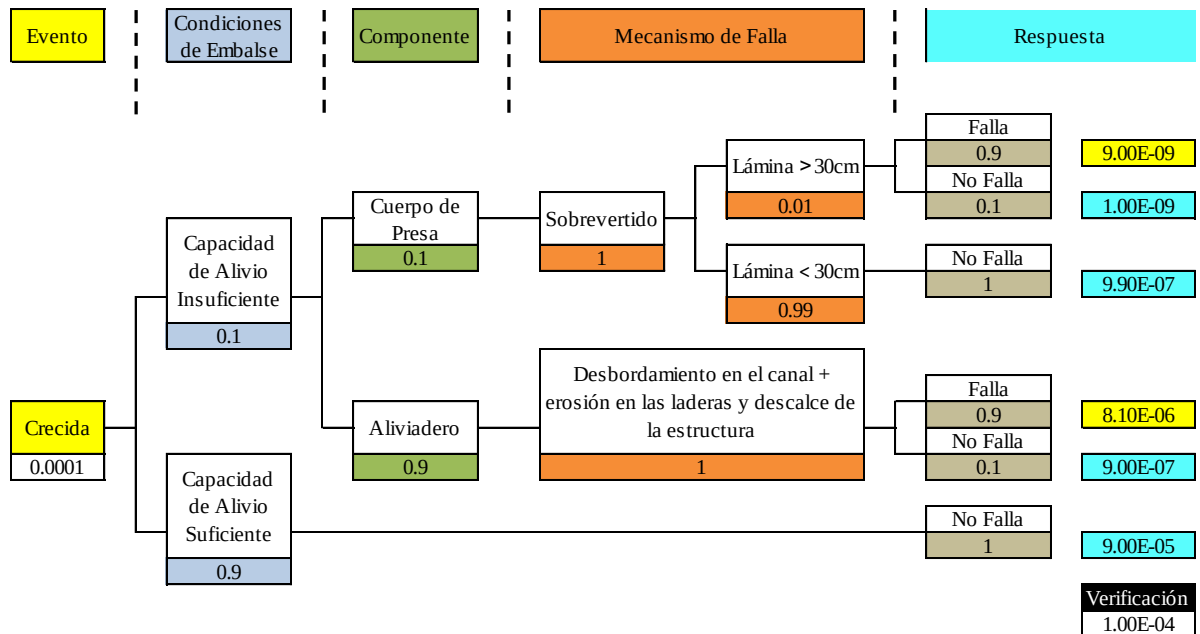


Figura 2.2 Modos de Falla
Fuente: Mosquera, N. y Lara, R. (2014)

Para el presente estudio es de interés realizar un modelo de riesgo para un escenario de solicitud hidrológico, el cual se describe de la siguiente manera:

- El primer nodo corresponde a la creciente entrante al embalse, es necesario un previo estudio hidrológico, donde se obtenga la probabilidad anual de excedencia de las posibles crecientes.
- El siguiente nodo representa el nivel del embalse en el momento anterior a la llegada de la creciente.
- Los siguientes nodos corresponden al nivel máximo e hidrograma sin rotura, los cuales son obtenidos del estudio de tránsito de crecidas. Para cada posible combinación de nivel previo, creciente entrante y operatividad habrá que obtener estas variables. En función de los modos de fallo, será necesario en algunos casos calcular variables

adicionales como lo es el tiempo de sobrevertido. Para el estudio de tránsito de crecidas es necesario contar con la curva del embalse que relaciona cota y volumen, con las curvas de gasto de los órganos de desagüe y normas de gestión de crecientes.

De acuerdo a la estimación de consecuencias e hidrogramas de no rotura es necesario calcular también las consecuencias para poder obtener riesgos. En la Figura 2.3 se muestra el diagrama de influencia de un modelo de riesgo estándar para el escenario hidrológico mostrando los trabajos a realizar para caracterizar cada una de las variables.

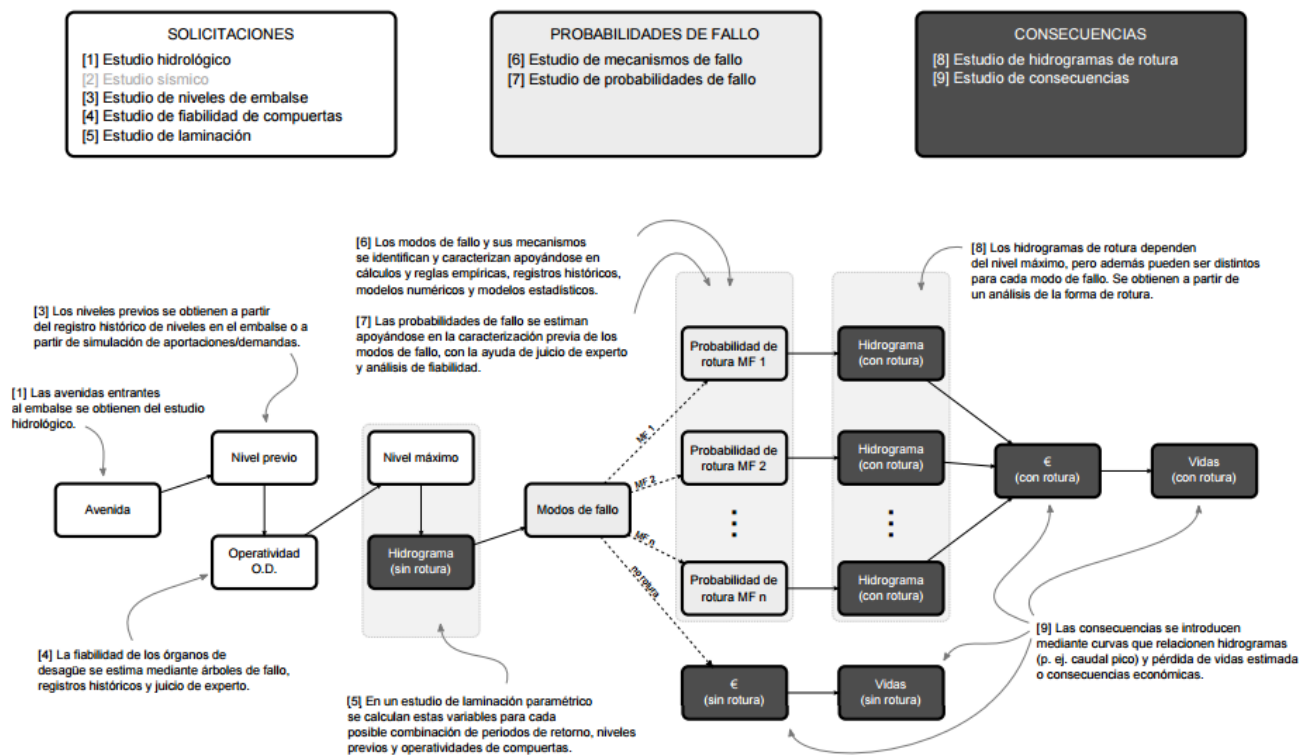


Figura 2.3 Diagrama de influencia de un modelo de riesgo estándar para el escenario hidrológico mostrando los trabajos a realizar para caracterizar cada una de las variables.

Fuente: SPANCOLD; 2012

b. Definición de la Respuesta del Sistema ante tales solicitados que, en este caso en particular lo llamaríamos “Tránsito de las Crecientes” y donde se definirá la capacidad amortiguadora del embalse, los hidrogramas de salida y las condiciones más exigentes

que pudieran ocurrir en el embalse que pudieran traducirse en el sobre vertido de la presa Las Canalitas y su eventual falla.

- c. **Definición de las Consecuencias** de la respuesta del sistema ya sea como consecuencia de la creciente (amortiguada) que será descargada por el aliviadero o por la falla por rompimiento de la presa.

2.1.3 Análisis de las solicitudes

Un modelo de riesgo parte de un evento inicial, haciendo referencia a las cargas a las que es sometida la presa, de acuerdo al escenario en estudio el evento a presentarse serían las crecientes, éstas se pueden caracterizar mediante diferentes variables, sin embargo es común hacerlo a través del caudal pico (Q_p). Además se les debe asociar una frecuencia de ocurrencia, explicitada mediante su probabilidad anual de excedencia (probabilidad de que el caudal pico de la mayor creciente en un año cualquiera supere un determinado caudal Q) o su periodo de retorno.

- Estimación de los hidrogramas de creciente

Como objetivo de un estudio hidrológico se encuentra la obtención de los hidrogramas de creciente, magnitud y forma de los mismos (caudal máximo o volumen total), a su vez estos deben estar asociados a un periodo de retorno o probabilidad de ocurrencia. Los datos y longitudes de registro pueden generar limitaciones en los análisis, es por esto que los procedimientos y fuentes de datos se deben seleccionar de acuerdo a los requerimientos del estudio.

Por lo general los datos utilizados para calcular los hidrogramas se basan en registros de menos de 100 años de longitud. Existen varios tipos de fuentes de información: datos de caudales, climatológicos, históricos y de paleocrecientes, la combinación de los datos antes mencionados suponen resultados más precisos en la caracterización de crecientes con baja probabilidad de excedencia a la hora de estimar crecientes severas.

2.1.4 Estudio de tránsito de crecientes

En un análisis de riesgo el estudio de tránsito de crecientes se realiza para la evaluación del escenario hidrológico; permite conocer la respuesta del sistema presa – embalse ante las solicitudes propuestas, en este caso las señaladas anteriormente, dicha información permitirá:

- Calcular las consecuencias aguas abajo de la presa debido a la descarga del aliviadero.
- Conocer las probabilidades de alcanzar ciertas cargas (nivel máximo en el embalse, posible sobrevertido, etc.), que servirán para cuantificar las probabilidades de fallo, de la presa.

2.1.5 Estudio de consecuencias

Los daños producto de una creciente, por lo general pueden generar consecuencias económicas y en ciertos casos pérdidas de vidas, siendo entonces necesario una cuantificación de las mismas.

- **Estimación de consecuencias**

La estimación de consecuencias tiene como base los hidrogramas de salida de la presa. A partir de dichos datos se genera una modelización hidráulica de la inundación, es decir, la generación de las manchas de inundación para las diferentes crecidas asociadas a diferentes periodos de retorno, para así poder aplicar las diferentes metodologías de estimación de consecuencias. Las características más importantes a considerar son el tiempo de llegada de la onda de inundación, profundidad máxima y el tiempo en el que se produce el evento.

Las consecuencias se agrupan de la siguiente manera:

- Pérdida de vidas: estimación del número de víctimas producidas por la creciente. Las recomendaciones sobre tolerabilidad de riesgo dan un gran peso a este tipo de consecuencias.
- Consecuencias económicas: abarca las consecuencias económicas directas producidas por la onda de inundación, las consecuencias indirectas provocadas por la inundación y las pérdidas por inexistencia de la presa.

- Otras consecuencias: hace referencia a los daños que no se pueden incluir dentro de los económicos y la pérdida de vidas, estos corresponden a los daños medioambientales, daños al patrimonio histórico - cultural y los daños sociales. Estos daños son difíciles de cuantificar numéricamente y por ende difícil de integrarlos en un análisis cuantitativo, sin embargo es importante tenerlos en cuenta.

a) Metodología para la Estimación de Pérdidas de Vidas

Las pérdidas de vidas son consideradas una consecuencia directa, ya que es producida de forma directa por la inundación producto de la creciente, y no pueden ser estimadas en términos económicos. Entre las metodologías propuestas en SPANCOLD (2012) se encuentra la de Graham (1999), la cual se basa en la asignación de una tasa de mortalidad al número de habitantes existentes en una zona al momento de la inundación, las cuales varían dependiendo de las características de la inundación y tiempos de alerta. también proyecta valores que sirven de referencia, mas no son reales ya que durante el proceso son muchas las variables que intervienen.

Las tasas de mortalidad sugeridas por Graham (1999), se muestran en la Tabla 2.1, y las mismas dependen de:

- Severidad de la inundación: hace referencia a la cuantía de destrucción de las edificaciones y refugios, por lo que depende de la profundidad del agua.
- Tiempo de aviso: es el tiempo que transcurre desde que se genera la primera alerta a la población hasta que la inundación alcance a la misma. Por lo que se considera un indicador del tiempo disponible para evacuar y proteger a la población.
- Entendimiento de la severidad de la población: para incluir el conocimiento de la población de las consecuencias y su estado de alerta ante una posible inundación.

Tabla 2.1 Tasas para estimar la pérdida de vidas resultante de una inundación propuesta por Graham (1999).

Severidad de la inundación	Tiempo de aviso (minutos)	Entendimiento de la severidad	Tasa para estimar víctimas (fracción de las personas expuestas)	
			Valor sugerido	Rango sugerido
Alta	Sin aviso	No aplica	0.75	0.3-1.00
	15 a 60	Vago	* Utilizar los valores de arriba aplicados al número de personas que permanecen en la zona de inundación luego de ser avisadas. No se proporciona una guía para la estimación de ese grupo de personas.	
		Preciso		
	Más de 60	Vago		
Media		Preciso		
	Sin aviso	No aplica	0.15	0.03-0.35
	15 a 60	Vago	0.04	0.01-0.08
		Preciso	0.02	0.005-0.04
	Más de 60	Vago	0.03	0.005-0.06
		Preciso	0.01	0.002-0.02
Baja	Sin aviso	No aplica	0.01	0-0.02
	15 a 60	Vago	0.007	0-0.015
		Preciso	0.002	0-0.004
	Más de 60	Vago	0.0003	0-0.0006
		Preciso	0.0002	0-0.0004

Fuente: SPANCOLD (2012)

La metodología de Graham (1999) para la estimación de pérdidas de vida plantea los siguientes pasos:

1. Estimación de la población que se considera en riesgo al momento de la inundación, siendo ésta aquella que se encuentra dentro del área de inundación, sin tomarse en cuenta los planes de evacuación. Para la estimación de variaciones de número de habitantes, se pueden obtener datos de censo u otros estudios de población. Se establecen grados de detalle de estudio de acuerdo a la población, un mayor grado de detalle estima pérdidas de vidas en zonas aisladas, mientras que un bajo grado de detalle estima pérdidas en grandes zonas arrojando valores aproximados.
2. Determinar la severidad de la inundación. El método clasifica la severidad en tres categorías:
 - **Severidad alta:** cuando la onda de inundación provoca un grado de destrucción de manera tal que las edificaciones sufren daños que ocasionan la muerte de la mayoría de las personas que en ella se encuentran. Se recomienda esta asignación a aquellas

poblaciones cercanas a la presa, donde la onda de inundación sea rápida y de profundidades grandes.

- **Severidad media:** cuando las edificaciones sufren daños importantes, pero que sin embargo pueden ser usados como refugio, se recomienda esta categoría para profundidades de 3 m de altura aproximadamente.
 - **Severidad baja:** cuando las edificaciones no son destruidas, y solo ocurren daños superficiales.
3. Se determina el tiempo de aviso, el cual se define como el tiempo que existe desde el momento que se genera la alerta hasta el momento en que llega la onda de inundación a la población y depende de factores como vigilancia, monitoreo, hora del día en que ocurre la crecida y tipo de presa; se considera también como el tiempo que tendrán los habitantes para evacuar la zona. En la metodología el tiempo de aviso se clasifica en tres categorías:
- **Aviso inexistente:** cuando el tiempo de aviso es menor a 15 min, no hay tiempo de que ocurra un aviso por parte de fuentes oficiales.
 - **Aviso insuficiente:** cuando el tiempo de aviso se encuentra entre 15 – 60 min. Durante este tiempo las fuentes oficiales emiten una advertencia de la onda de inundación, y la alerta se extiende por las cadenas de comunicación, sin embargo dicho tiempo es insuficiente para advertir a toda la población.
 - **Aviso suficiente:** cuando el tiempo de aviso es mayor a 60 min. En este caso se supone que la advertencia ha sido adecuada y la mayoría de las personas en riesgo tienen conocimiento de la aproximación de la onda.
4. Precisar el entendimiento sobre la severidad de la inundación, hace referencia al entendimiento por parte de los habitantes del evento y la alerta del mismo, este factor depende de variables como el tipo de mensaje de alerta, el tiempo de aviso, tipo de evento y la manera en que la población entienda la alerta. Se agrupa en dos categorías:
- **Entendimiento vago:** cuando los habitantes no comprenden la magnitud de la inundación o no han observado el evento a través de los medios de comunicación.

- **Entendimiento preciso:** cuando los habitantes comprende la magnitud de la inundación.
- 5. Como último paso, una vez conocidas cada una de los factores descritos en los pasos anteriores, se asignan las tasas de mortalidad.

b) Metodologías para la Estimación de Consecuencias Económicas

- Estimación de Daños Directos.

Según SPANCOLD (2012), las metodologías para la estimación de las consecuencias económicas constan de dos pasos:

1. Realizar una estimación del valor correspondiente a infraestructura y cultivos expuestos a daños durante una inundación producto de las crecidas.
2. Aplicar a la estimación de costos realizada una curva profundidad – daños la cual permite predecir el grado de destrucción producido por la inundación; que relacione la profundidad máxima de inundación con el caudal de destrucción asociado al mismo. Las consecuencias económicas corresponderán al resultado del producto del grado de destrucción el cual será obtenido a partir de la curva profundidad – daños, mostrado en el Gráfico 2.1, por los costos.

Para la aplicación de esta metodología es necesario contar con los mapas de usos del suelo y las manchas de inundación generadas que muestren la profundidad en los diferentes puntos de interés. La estimación de los costos del suelo se realiza en función del uso del mismo, son expresados por metro cuadrado y dependen de la situación socio – económica de la zona.

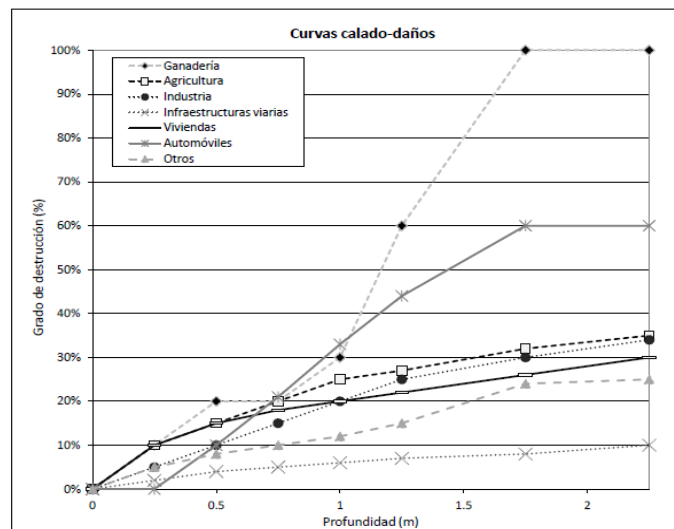


Gráfico 2.1 Curvas profundidad - daños para diferentes usos del suelo en Alemania.

Fuente: SPANCOLD: 2012

- Estimación de Daños Indirectos.

Los daños indirectos son aquellos que guardan relación con los daños directos generados por la inundación; efectos sobre la zona más allá del generado por el agua, incluyen también los costos referentes a alojamiento de los habitantes afectados por el evento, costos de salvamento y estructuras de protección.

Los costos indirectos se pueden calcular como un porcentaje fijo de los costos directos, el cual dependerá de acuerdo a los autores y de la zona en estudio.

2.2 Cálculo de riesgo

El riesgo se puede calcular como el producto de la probabilidad de ocurrencia por el valor de la variable que represente las consecuencias. El valor total del mismo se puede obtener como la suma de todos los eventos existentes.

El nivel de detalle del riesgo dependerá del alcance del estudio, debe ser homogéneo en todas sus partes, haciendo énfasis en aquellas variables que puedan tener mayor influencia en el resultado final.

Una manera de representar el riesgo es mediante un gráfico fN (ver Gráfico 2.2), el cual describe en el eje vertical la probabilidad de rotura (f) y en el eje horizontal las consecuencias

(N), siendo el riesgo la dimensión que combina los dos ejes, es decir, sería menor en la esquina inferior izquierda y crecería en dirección a la esquina superior derecha, por lo general se utiliza una escala doble logarítmica.

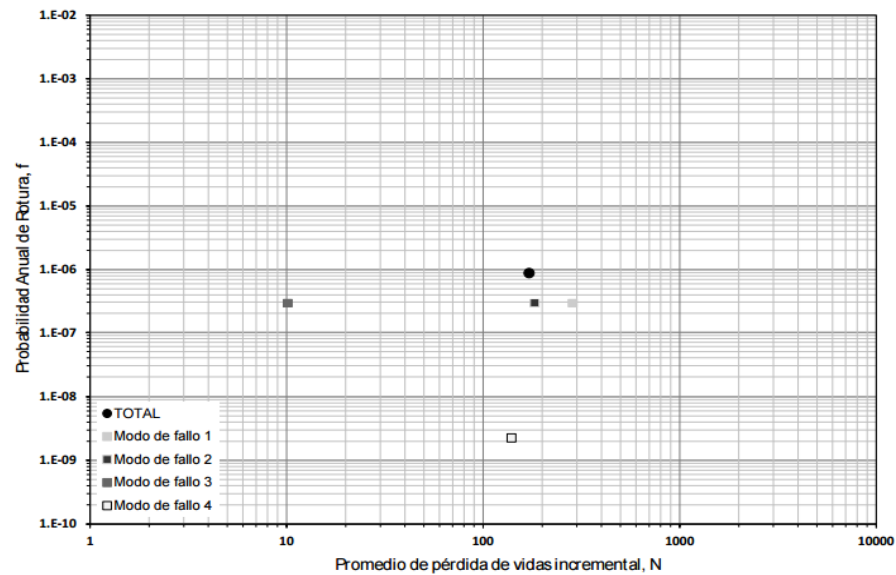


Gráfico 2.2 Ejemplo de gráfico fN.
Fuente: SPANCOLD; 2012

3. DESCRIPCIÓN SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE

3.1 Ubicación

El embalse Turimiquire se encuentra ubicado sobre el río Neverí, en la Serranía del Turimiquire, al sureste del Estado Sucre, exactamente en la vertiente norte de la zona montañosa. Su acceso se realiza mediante una vía de unos 30 km, que se inicia en la población de Santa Fe en la Carretera Troncal 9 Puerto La Cruz – Cumaná.

3.2 Objetivo

El Sistema Hidráulico Turimiquire es propiedad de HIDROVEN – HIDROCARIBE, y es considerada la reserva de agua más importante de la región nor – oriental, se estima que posee el 60% del agua potable para ser utilizada de la región. Es el encargado de abastecer la parte noreste del Estado Anzoátegui (Barcelona, Puerto La Cruz, Lechería y Guanta), Cumaná en el Estado Sucre, y la gran parte de la demanda del Estado Nueva Esparta. Del mismo modo aporta agua para riego, abastece a importantes industrias cercanas a Barcelona y cumple una función importante en el control de crecientes.

3.3 Características significativas

Cuenca Principal: Río Neverí.

Escurrimiento medio anual: 662 Mm³.

Afluentes principales: Río Neverí y Río Guayabo.

Embalse:

Nivel de aguas normales	328,80 msnm
Nivel de aguas máximas	334,20 msnm
Nivel mínimo de operación	257,00 msnm
Nivel mínimo de operación del acueducto	285,00 msnm
Volumen a NAN	423,94 Hm ³

Volumen útil	414,77 Hm ³
Volumen Muerto	9,17 Hm ³
Capacidad máxima	610 Hm ³
Área inundada	1.287,90 ha
Área de la cuenca	565 Km ²
Caudal medio del río	21 m ³ /s
Vida útil estimada	100 años

Presa principal Las Canalitas (1977-1980)

La presa es de tipo enrocado con losa de concreto de espesor variable para la impermeabilización y pantalla de concreto sobre el talud aguas arriba.

Ubicación sobre Cauce Principal:	Latitud N: 10°10'42"
	Longitud O: 64°17'56"
Altura máxima	113,00 m
Cota de cresta	336,00 msnm
Longitud de la cresta	480,00 m
Ancho de la cresta	10 m
Volumen de la presa	4,5 Hm ³
Volumen del terraplén	4,2 Hm ³
Pendiente del talud aguas arriba	1,40H: 1V
Pendiente del talud aguas abajo	1,50H: 1V

Presa auxiliar Algarrobos (1985-1988)

La presa es de tipo tierra zonificada con núcleo impermeable de arcilla

Altura máxima	76,00 m
Cota de la cresta	338,00 msnm
Ancho de la cresta	10,00 m
Longitud de la cresta	356,00 m

Pendiente del talud aguas arriba	2,5H: 1V
Pendiente del talud aguas abajo	2,5H: 1V
Volumen del terraplén	3,70 Hm3

Aliviadero

El aliviadero es de tipo tobogán con canal trapecial de concreto y descarga libre. Este se encuentra ubicado en el estribo derecho. Además, cuenta con una estructura de disipación con lanzador final.

Cota del vertedero	328,80 msnm
Caudal máximo	600 m3/s
Longitud de la cresta	24,00 m
Carga sobre la cresta	5,40 m
Longitud del aliviadero	400,00 m

Obra de Toma

Esta estructura es una torre toma selectiva de sección cilíndrica, de concreto postensado. Las boca – tomas están controladas por una válvula mariposa, protegidas con rejas, y una válvula Howell Bunger para el vaciado rápido del embalse. La descarga se realiza mediante un túnel de conducción de sección circular, dividido en dos tramos: uno a presión y otro visitable, con una tubería de acero.

Diámetro interior de la torre	7,4 m
Altura de la Toma	111,00 m
Número de boca – tomas en la torre	6
Diámetro de las válvulas mariposa	2,13 m
Cota de la plataforma de operación de la torre	336,00 msnm
Longitud del tramo a presión	462,73 m
Longitud del tramo visitable	159,77 m
Diámetro interno del túnel de conducción	6,5 m

Diámetro interno de la tubería de acero	3 m
Longitud de la tubería de acero	183,62
Caudal máximo	107,41 m ³ /s

Descargas del Sistema

El Sistema Hidráulico Turimiquire requiere numerosas descargas hacia diversas áreas con el fin de alcanzar el esquema multipropósito del embalse. Entre las descargas existentes se pueden mencionar:

- Descarga Ecológica
- Descarga hacia Barcelona – Puerto La Cruz
- Descarga hacia Margarita, Cumaná y pueblos de Araya
- Descarga de Emergencia

Debido a que las obras de Descarga no forman parte de los componentes de alivio relevantes a este estudio tan sólo se hace una somera descripción de sus componentes.

Descarga Ecológica

Es la encargada de mantener el cauce del río con una cantidad de agua tal que permita el mantenimiento de las condiciones naturales del río. Consta de una válvula Howell-Bunger de 60 cm de diámetro en su extremo aguas abajo que permite regular el gasto de salida y disminuir el impacto que pudiera generar la descarga del flujo en el fondo y márgenes del río.

Descarga hacia Barcelona – Puerto La Cruz

Es una bifurcación de la tubería que alimenta a la Planta de Tratamiento de Turimiquire que descarga sus aguas hacia el río Neverí nuevamente. Dicha bifurcación es una tubería de 1,52 m (60”) de 19,52 metros de longitud con una válvula tipo Mariposa de 1,80 m (72”) justo aguas arriba de un tramo de tubería con dos (2) descargas que culminan en válvulas de cono fijo de 60 cm de diámetro.

Descarga hacia Margarita – Cumaná y pueblos de Araya

Se refiere a la tubería que alimenta a la Planta de Tratamiento Turimiquire cuyas aguas, una vez culminado el proceso de potabilización, fluyen en sentido norte y se trasvasa hacia los estados Sucre y Nueva Esparta a través del túnel de Guamacán.

Descarga de Emergencia

La descarga de emergencia del embalse Turimiquire está controlada por una Válvula de Cono Fijo de 3,00 metros de diámetro. Se encuentra localizada al final del túnel visitable y tiene una capacidad máxima de extracción teórica de 107,41 m³/s aunque ésta podría estar limitada por otras condiciones operativas actuales.

3.4 Funcionamiento del Sistema

El Sistema Hidráulico Turimiquire se desarrolla con el concepto de abastecer el área Nor oriental del país que se encuentra dividido por la Cordillera de la Costa y, por esta razón, es necesaria la siguiente subdivisión:

- Subsistema Margarita – Cumana: El agua captada es conducida a la planta de tratamiento a través de una aducción que posee un diámetro de aproximadamente 3 metros, luego de ser procesada se conduce hasta el túnel de trasvase de Guamacán, el cual tienen una longitud de 12.700 metros. Seguidamente es transportada hasta Cumaná mediante una aducción de más de 28 km de longitud y 1.800 mm de diámetro, aportando el caudal requerido para esa población y continúa hacia la Península de Araya con dos tuberías de 10.000 metros de longitud y 900 mm de diámetro. Esta población es atravesada con una aducción de 11 km y 1.300 mm de diámetro hasta Morro Pupuy, donde continua hasta Los Algodones en la Isla de Margarita con dos líneas de 23 km y casi 1 metro de diámetro.

- Subsistema Barcelona – Puerto La Cruz – Guanta: El agua embalsada en la represa regresa al cauce natural del río Neverí hasta un dique – toma en la zona de Caratal, donde es captada y transportada 11 km a través de un canal existente de concreto hasta la estación de bombeo en Curaguaro desde donde se bombea 4.500 lps. Por una tubería de 1.500 mm de diámetro y 585 km de longitud hasta la Planta de Tratamiento El Rincón, ubicada en la Hacienda El Vidoño. Una vez procesada es conducida a través de 12 km de tubería de acero de 1.500 mm hasta las redes de distribución de Barcelona, Puerto La Cruz y Guanta.

4. ANÁLISIS HIDROLÓGICO APLICADO AL SISTEMA HIDRÁULICO TURIMIQUIRE

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de análisis de probabilidad (Chow, 1994).

Los resultados de un análisis de frecuencia para crecientes pueden ser utilizados entre otras cosas para el diseño de presas, puentes, estructuras de control de crecientes, delinear planicies de inundación, es decir, podrían contribuir a un análisis de consecuencias, es por esto que se toma en consideración para la realización del presente trabajo.

4.1 Análisis de Riesgo Hidrológico en el Sistema Hidráulico Turimiquire

4.1.1 Recopilación de información básica requerida en el estudio

a. Información Cartográfica e imágenes

Se obtuvo información de planos cartográficos pertenecientes a la Dirección de Cartografía Nacional los cuales se encuentran en escala 1:100.000, con curvas de nivel e intervalos de 40 metros, específicamente las hojas N° 7346 (Santa Fe) y 7446 (Cumanacoa), las cuales contienen la información correspondiente a la zona en estudio.

También se acudió a la Planoteca de Hidrocapital donde fueron suministrados planos correspondientes a la topografía del vaso de almacenamiento, curvas de áreas y capacidades, planta, sección típica y longitudinal de la presa.

Mediante el sitio Web de la NASA fueron obtenidas las imágenes de satélite ASTER en Modelo Digital del Terreno (MDT).

b. Información hidrometeorológica

Esta información fue suministrada por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMEH), donde se obtuvieron los registros históricos de precipitación, intensidad, evaporación, caudales (máximos, mínimos y medios), para las estaciones hidrológicas que tienen influencia en el área a estudiar.

c. Bibliografía y estudios anteriores

De la Planoteca de Hidrocapital se obtuvieron los siguientes informes:

- “Embalse Turimiquire. Proyectos obras de Salida” por el Ing. Néstor A. Velasco G,
- “I Taller Sobre Conservación de Cuencas para la Toma de Decisiones en el Turimiquire”. Realizado por el Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables.
- “Sistema Turimiquire”. Elaborado por INOS (Hidrocapital).

Los siguientes estudios fueron suministrados por los Ing. Luis Carlos Silva e Ing. José Miguel Divasson:

- “Estudio de Operación del Embalse Turimiquire”. Ejecutado por el personal técnico del CIDIAT – ULA.
- “Estudio hidrológico del Río Cuira hasta el sitio de presa”. Elaborado por C.G.R. Ingeniería.
- “La Inundación de Barcelona y sus alrededores en Julio de 1970”. Realizado por el Ministerio de Obras Públicas.
- “Análisis de Riesgo de la zona aguas abajo del embalse Ing. Armando Michelangelli - Turimiquire, aplicando la metodología SPANCOLD, año 2012”. Elaborado por Gomes, T. y Puga, G.

d) Análisis de información

- Cartográfica e imágenes: se realizó el procesamiento geográfico de las imágenes obtenidas de la NASA, mediante la herramienta ArcGIS 10.2, a fines de obtener la delimitación de la cuenca y la subdivisión de la misma. A su vez fue realizado este mismo proceso haciendo uso de los planos cartográficos en escala 1:100.000 generando una digitalización de los mismos en AutoCAD 2011, con el objeto de corroborar la información arrojada por ArcGIS. Se contó con planos topográficos del valle fluvial del Río Neverí, hojas cartográficas en formato de imagen digital.TIFF a escala 1:25.000 y planos aerofotogramétricos digitales en formato AutoCAD, los cuales fueron utilizados para la modelación aguas abajo del embalse.
- Hidrometeorológica: de acuerdo al listado de estaciones suministrado por el INAMEH existentes en un radio aproximado de 50 Km desde el sitio de presa (Latitud: 10°10'30"N y Longitud: 64°17'50"O), resumidas en la Tabla 4.1 para el estado Sucre y la Tabla 4.2 para el estado Anzoátegui donde se puede apreciar que algunas de ellas tienen un periodo de registro muy corto mientras que otras han sido eliminadas, por ello fue necesario hacer una selección en base a la cantidad de registros así como su ubicación geográfica respecto a la cuenca, estas últimas se encuentran contenidas en la Tabla 4.3. Es importante destacar que la calidad de la información disponible de las estaciones más cercanas al sitio de estudio resulto ser muy deficiente, por lo cual fueron descartadas.
- Bibliografía y estudios anteriores: en estos documentos se encuentran descritas algunas de las metodologías usadas para el presente trabajo, así como información general del funcionamiento del sistema.

4.1.2 Descripción y características de la cuenca

La cuenca del Río Neverí hasta el embalse Turimiquire cuenta con un área aproximada de 561, 09 km², la cual fue dividida en cinco (5) subcuencas, cuyas características principales se encuentran resumidas en la Tabla 4.4. En relación a la vegetación presenta zonas de vida que van desde el Bosque Muy Húmedo Montañoso Bajo (bmh – MB) hasta el Bosque Seco Tropical (bs – T). La topografía predominante de esta zona es montañosa con pendientes que varían entre 25 – 80 %. Los suelos en su mayoría presentan contenido de arcilla, un escurrimiento superficial muy rápido, pobres en materia orgánica, ligeramente ácidos y superficiales.

4.2 Definición del área tributaria

4.2.1 Procesamiento geográfico de la Cuenca del río Neverí hasta el Embalse El Turimiquire

Mediante el software de Sistemas de Información Geográfica (SIG), ArcGIS 10.2.1, se llevó a cabo el procesamiento geográfico de la cuenca, iniciando con la obtención de las imágenes del modelo digital del terreno en formato ASTER y SRMT proveniente de la NASA, específicamente N10W063 y N10W064 los cuales contienen la información del área de estudio. Seguidamente se obtuvo información de parámetros de morfología del relieve como pendiente media del terreno y elevaciones. Ver Figura 4.1 y 4.2.

Tabla 4.1 Lista de estaciones correspondientes al Estado Sucre ubicadas a un radio aproximado de 50 km desde el sitio de presa

Serial	Estación	Tipo	Latitud	Longitud	Latitud decimal	Longitud decimal	Distancia (Km)	Instalación	Eliminación	Institución	Estado	Periodo de registro
1878	El Guayabo	C	10/09/2000	64-17-0	10,150	-64,283	1,85	01/06/1968	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1968-1983
1890	Bajo Negro Viejito	C	10/10/1940	64-19-50	10,178	-64,331	3,7	01/09/1970	00-00-0000	Minist. Ambiente	SU	1971-2006
1877	Bajo Negro	C	10/10/2009	64-20-55	10,169	-64,349	5,55	01/05/1968	01/01/1981	Minist. Ambiente	SU	1968-1980
1779	La Danta	C	10/07/2014	64-18-8	10,121	-64,302	5,85	01/08/1960	01/01/1968	Minist. Ambiente	SU	1961-1967
1809	El Guamal	C	10/12/1931	64-14-8	10,209	-64,236	6,67	01/01/1969	01/01/1990	Minist. Ambiente	SU	1969-1989
1704	El Muerto	C	10-16-5	64-12-53	10,268	-64,215	14,45	01/01/1989	01/11/1968	Minist. Ambiente	SU	1968-1988
1879	Vega Grande	C	10/10/1956	64-25-39	10,182	-64,428	14,8	01/07/1968	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1968-1983
1875	Nurucual	C	10-17-0	64-22-42	10,283	-64,378	15,91	01/01/1968	00-00-0000	Minist. Ambiente	SU	1968-2006
1880	Bejuquero	C	10-15-22	64-9-16	10,256	-64,154	17,45	01/09/1968	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1968-1983
1705	Cancamure	C	10-19-20	64-12-8	10,322	-64,202	19,05	00-00-0000	01/07/1968	Minist. Ambiente	SU	1968-2006
1748	Cancamure	C	10-20-6	64-11-45	10,335	-64,196	21,57	01/01/1984	01/12/1940	Minist. Ambiente	SU	1954-1982
1778	Las Cunetas	C	10/10/1940	64-5-54	10,178	-64,098	22,2	01/08/1960	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1967-1983
1742	Guaripa	C	10-21-13	64-10-21	10,354	-64,173	24,12	01/01/1984	01/12/1940	Minist. Ambiente	SU	1959-1983
2801	Montañas Negras	C	10/06/1951	64-4-42	10,114	-64,078	25,16	01/04/1965	01/01/1997	Minist. Ambiente	SU	1968-1996
1703	La Aguada	C	10-17-30	64-5-22	10,292	-64,089	25,7	01/01/1984	01/10/1968	Minist. Ambiente	SU	1968-1983
1780	Sabana de Neveri	C	10/10/1957	64-1-37	10,183	-64,027	29,6	01/08/1960	01/01/1997	Minist. Ambiente	SU	1961-1996
1710	Guataracal Número 1	C	10-24-40	64-9-59	10,411	-64,166	29,83	01/01/1968	01/01/1960	Minist. Ambiente	SU	1967
1738	El Chaco	C	10-14-10	64-1-5	10,236	-64,018	30,51	01/01/1984	01/10/1968	Minist. Ambiente	SU	1968-1983
1709	Brasil-Canal Nº-2	C	10-25-36	64-10-35	10,427	-64,176	30,62	01/01/1984	01/01/1960	Minist. Ambiente	SU	1967-1983
1739	Corozal - Rondón	C	10-25-30	64-9-0	10,425	-64,150	31,45	01/12/1946	01/01/1941	Privado	SU	-
1730	Cumana - Buena Vista	C	10-27-0	64-11-0	10,450	-64,183	33,35	01/01/1982	01/03/1971	Minist. Ambiente	SU	1971-1981
1735	Cumana - UDO	C	10-27-0	64-11-0	10,450	-64,183	33,35	00-00-0000	01/08/1968	Fuerza Aerea	SU	-
1863	Cumanacoa	C	10-27-0	64-11-0	10,450	-64,183	33,35	01/02/1957	01/01/1976	Minist. Ambiente	SU	1957-1973
1876	Salsupuedes	C	10-20-32	64-2-15	10,342	-64,038	33,35	01/04/1968	00-00-0000	Minist. Ambiente	SU	1968-2006
1749	Cerro Sabino	C	10-26-46	64-8-22	10,446	-64,139	33,96	01/01/1984	01/01/1961	Minist. Ambiente	SU	1967-1983
1727	Caiguire	C	10-27-0	64-10-0	10,450	-64,167	34,01	01/01/1975	01/11/1970	Minist. Ambiente	SU	-
1736	Cumana - Granja	C	10-27-0	64-10-0	10,450	-64,167	34,01	01/01/1963	01/06/1941	Minist. Ambiente	SU	-
1741	Cumana - Aeropuerto	C	10-27-0	64-7-0	10,450	-64,117	36,49	00-00-0000	00-00-0000	Minist. Ambiente	SU	-
1711	Las Maticas - Granja	C	10-28-6	64-8-42	10,468	-64,145	37,23	01/01/1968	01/09/1962	Minist. Ambiente	SU	1967
1866	Rio Caribe	C	10-16-6	63-57-8	10,268	-63,952	38,72	01/06/1964	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1967-1983
1737	Cumana - Sabilar	C	10-30-0	64-10-0	10,500	-64,167	39,2	01/01/1984	01/11/1948	Minist. Ambiente	SU	1948-1983
1861	Cumanacoa	C	10-15-0	63-55-0	10,250	-63,917	41,84	01/12/1940	01/01/1954	Minist. Ambiente	SU	-
1869	Cumanacoa - La Granja	C	10-15-0	63-55-54	10,250	-63,932	41,84	01/06/1942	00-00-0000	Minist. Ambiente	SU	1967-2006
1808	Palmarito	C	10/08/2010	63-54-58	10,136	-63,916	42,81	01/11/1968	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1968-1983
1868	La Toma	C	10/12/1954	63-54-55	10,215	-63,915	42,81	01/04/1964	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1967-1983
1726	Salinas de Araya	C	10-35-0	64-15-0	10,583	-64,250	46,4	01/01/1980	01/03/1948	Minist. Ambiente	SU	1948-1979

Fuente: INAMEH

Tabla 4.2 Lista de estaciones correspondientes al Estado Anzoátegui ubicadas a un radio aproximado de 50 Km desde el sitio de presa

Serial	Estación	Tipo	Latitud	Longitud	Latitud decimal	Longitud decimal	Distancia (Km)	Instalación	Eliminación	Institución	Estado	Periodo de registro
1771	Barcelona	C	10/09/2000	64-21-0	10,150	-64,350	7,63	01/05/1952	01/01/1959	Minist. Ambiente	AN	-
1714	Culantrillar	C	10/04/2000	64-19-0	10,067	-64,317	11,7	01/01/1984	01/06/1971	Minist. Ambiente	AN	1971-1983
1796	Bergantín	C	10/01/2003	64-23-22	10,018	-64,389	20,01	01/09/1944	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1962-2003
1713	Santa Juana	C	10/04/2000	64-27-0	10,067	-64,450	21,57	01/01/1984	01/08/1970	Minist. Ambiente	AN	1970-1983
1756	El Chaparro - Caserio	C	10-13-39	64-31-48	10,228	-64,530	26,49	01/10/1947	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1967-2003
1758	Pertigalete	C	10-13-0	64-31-0	10,217	-64,517	26,49	01/10/1947	01/01/1966	Minist. Ambiente	AN	-
2717	Santa Ines	C	9-54-30	64-21-9	9,908	-64,353	30,61	01/05/1944	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1967-2002
1770	San Diego	C	10/06/1947	64-34-28	10,113	-64,574	32,31	01/08/1960	01/01/1984	Minist. Ambiente	AN	1961-1983
1790	La Corcovada	C	10/05/2000	64-34-0	10,083	-64,567	32,78	01/12/1967	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1968-2003
2615	Querecual	C	9-57-0	64-29-0	9,950	-64,483	32,8	01/10/1965	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1963-2003
1785	Aragüita	C	10/04/1934	64-34-8	10,076	-64,569	33,35	01/12/1940	01/01/1967	Minist. Ambiente	AN	-
1754	Guanta	C	10-14-0	64-36-0	10,233	-64,600	35,92	01/09/1946	01/01/1984	Minist. Ambiente	AN	1967-1983
1793	Botalón	C	10/05/2020	64-36-48	10,089	-64,613	36,35	01/11/1940	01/01/1984	Minist. Ambiente	AN	1967-1983
2718	Mundo Nuevo	C	9-55-0	64-4-23	9,917	-64,073	36,8	01/09/1962	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1967-2002
1729	Pozuelos	C	10/12/2000	64-37-0	10,200	-64,617	37,18	01/01/1980	01/12/1970	Minist. Ambiente	AN	1971-1979
1751	Puerto La Cruz	C	10-13-2	64-37-49	10,217	-64,630	37,41	01/12/1947	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1967-2003
1753	Puerto La Cruz	C	10-13-0	64-37-0	10,217	-64,617	37,41	01/09/1949	01/01/1980	Minist. Ambiente	AN	1949-1979
1752	Puerto La Cruz - Mene Grande	C	10-13-0	64-38-0	10,217	-64,633	39,24	01/03/1949	00-00-0000	Privado	AN	-
2713	Curataquiche	C	9-57-30	64-34-35	9,958	-64,576	39,65	01/06/1944	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1961-2002
1762	Los Montones	C	10/08/2001	64-39-36	10,134	-64,660	40,87	01/12/1940	01/01/1984	Minist. Ambiente	AN	1967-1982
2715	Quiamare	C	9-53-7	64-32-0	9,885	-64,533	42,02	01/06/1944	00-00-0000	Minist. Ambiente	AN	1967-2002
1728	Las Garzas	C	10/11/2000	64-40-0	10,183	-64,667	42,59	01/01/1984	01/12/1970	Minist. Ambiente	AN	1971-1983
1772	Barcelona	C	10/09/2000	64-41-0	10,150	-64,683	44,44	01/08/1951	01/01/1963	Minist. Ambiente	AN	-
1712	Barcelona - E.N.O.H.	C	10/08/2000	64-41-0	10,133	-64,683	44,55	01/01/1984	01/11/1969	Minist. Ambiente	AN	1971-1983
1774	Barcelona	C	10/08/2006	64-41-6	10,135	-64,685	44,55	01/01/1943	01/04/1951	Minist Agri Cria	AN	-
1773	Barcelona - Aeropuerto	C	10/07/2000	64-41-0	10,117	-64,683	44,75	01/01/1921	00-00-0000	Fuerza Aerea	AN	-

Fuente: INAMEH

Tabla 4.3 Lista estaciones seleccionadas

Serial	Estación	Tipo	Latitud	Longitud	Latitud decimal	Longitud decimal	Distancia (Km)	Instalación	Eliminación	Institución	Estado	Periodo de registro
1714	Culantrillar	C	10/04/2000	64-19-0	10,067	-64,317	11,7	01/01/1984	01/06/1971	Minist. Ambiente	AN	1971-1983
1878	El Guayabo	C	10/09/2000	64-17-0	10,150	-64,283	1,85	01/06/1968	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1968-1983
1877	Bajo Negro	C	10/10/2009	64-20-55	10,169	-64,349	5,55	01/05/1968	01/01/1981	Minist. Ambiente	SU	1968-1980
1809	El Guamal	C	10/12/1931	64-14-8	10,209	-64,236	6,67	01/01/1969	01/01/1990	Minist. Ambiente	SU	1970-1983
1778	Las Cunetas	C	10/10/1940	64-5-54	10,178	-64,098	22,2	01/08/1960	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1961-1996
2801	Montañas Negras	C	10/06/1951	64-4-42	10,114	-64,078	25,16	01/04/1965	01/01/1997	Minist. Ambiente	SU	1968-1996
1780	Sabana de Neveri	C	10/10/1957	64-1-37	10,183	-64,027	29,6	01/08/1960	01/01/1997	Minist. Ambiente	SU	1961-1996
1880	Bejuquero	C	10-15-22	64-9-16	10,256	-64,154	17,45	01/09/1968	01/01/1984	Minist. Ambiente	SU	1969-1983

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 4.4 Características de la cuenca

Subcuenca	Área (Km²)	Longitud del cauce (km)	Tiempo concentración (h)
1	91,39	16,84	3,20
2	109,97	23,30	2,00
3	40,19	17,47	2,00
4	221,20	26,64	2,20
5	98,34	15,31	1,20

Fuente: Elaboración propia (2015)

4.2.2 Delimitación de la Cuenca

Haciendo uso de la herramienta HEC-GeoHMS 10.2 en conjunto con ArcGIS, se realizó el procesamiento de las características físicas del terreno para la posterior delimitación de la cuenca incluyendo la subdivisión de la misma. Fueron obtenidas elevaciones máximas y mínimas de los cauces, así como la longitud de los mismos, pendientes de los cauces de los ríos.

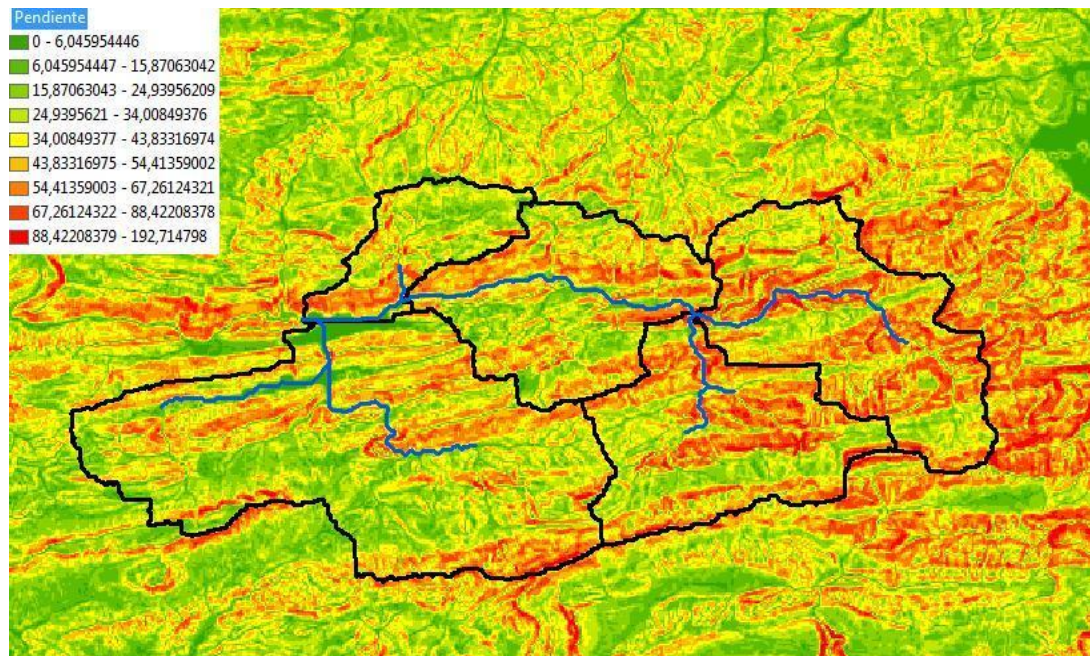


Figura 4.1 Imagen de pendientes en ArcGIS
Fuente: Elaboración propia (2015)

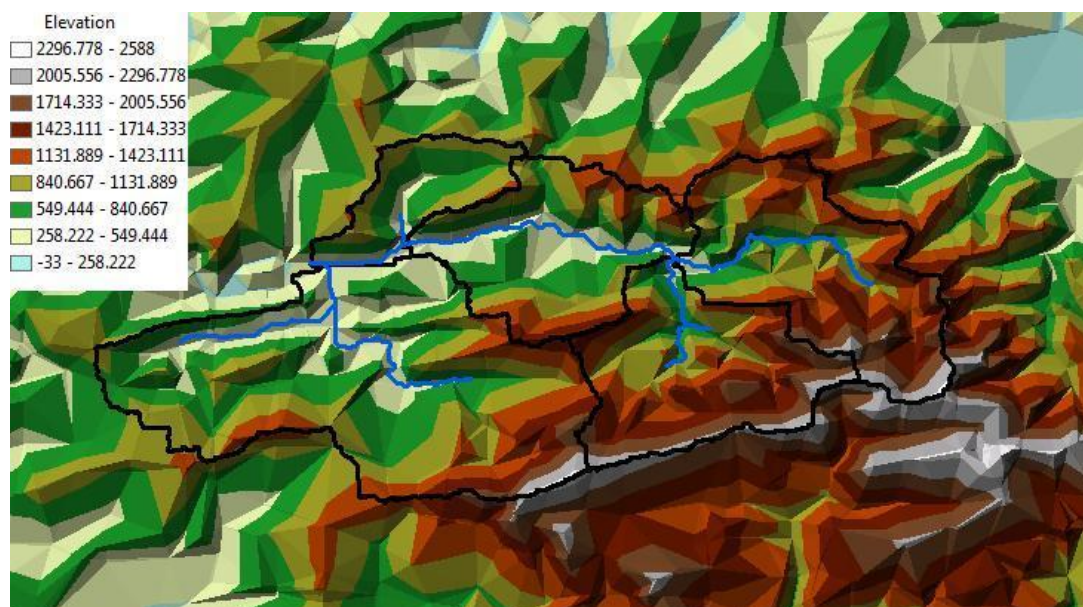


Figura 14.2 Imagen TIN de elevaciones en ArcGIS
Fuente: Elaboración propia (2015)

4.3 Definición de láminas de lluvia

La finalidad de un análisis de frecuencia es relacionar la magnitud de un evento con su frecuencia de ocurrencia a través de distribuciones de probabilidad; esto se lleva a cabo seleccionando el máximo anual de la variable a ser analizada con la finalidad de que las observaciones sucesivas de esa variable de un año a otro sean independientes.

El método utilizado para el análisis de frecuencia de lluvias extremas y cálculo de las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia fue la distribución de valores extremos de Gumbel, el cual es ampliamente utilizado para dichos análisis. En el año 1941 fue utilizada por primera vez la teoría de valores extremos para este tipo de distribución. Posteriormente en el año 1954 se demostró que la misma es en esencia una distribución logarítmica normal con asimetría constante. Se encontró que el valor extremo seleccionado de una serie de datos de tamaño n se aproxima a una distribución límite, cuando el tamaño de la muestra aumenta; esta se adapta a una función de tipo exponencial de la forma:

$$p = e^{-e^{-y}} \quad (1)$$

Siendo “ p ” la probabilidad de no ocurrencia de un evento, “ e ” la base de los logaritmos neperianos, e “ y ” la variable reducida que es función del periodo de retorno. Al tomar logaritmos neperianos se obtiene:

$$y = -\ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right], \quad (2)$$

Que permite calcular el valor de “ y ” de acuerdo al periodo de retorno deseado.

Para calcular un evento correspondiente a un periodo de retorno determinado se utiliza la ecuación general:

$$X = \bar{X} + KS, \quad (3)$$

Donde “ K ”, el factor de frecuencia se calcula mediante la ecuación:

$$K = \frac{y - y_n}{s_n}, \quad (4)$$

Siendo Y_n y S_n valores dependientes de la longitud de registro del evento en estudio. La expresión gráfica para esta distribución se adapta al denominado papel de probabilidad de Gumbel.

De esta manera se obtuvieron los valores correspondientes a intensidad ($i = \text{mm/h}$) para duraciones de 15, 30, 60, 180, 360, 540, 720 y 1440 minutos, y se procedió a la construcción gráfica de las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), las cuales son producto de los análisis de valores extremos para distintas duraciones y frecuencias de ocurrencia, por lo general suele representarse la duración en horas en la escala horizontal y la intensidad en mm/h en la escala vertical, así cada curva queda definida según su periodo de retorno. Tomando de cada curva IDF para cada periodo de retorno dos comportamientos diferentes uno de 0-60 minutos y otro de 60-1440 minutos.

Se procedió a determinar los hietogramas de diseño para cada una de las estaciones mediante el método de los bloques alternos, a partir de las curvas duración-frecuencia; dicho hietograma especifica la profundidad de la precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , una vez seleccionado el periodo de retorno de diseño, se lee la intensidad en una curva intensidad-duración-frecuencia para cada una de las duraciones, y la profundidad se obtiene del producto de la intensidad y la duración. Posteriormente se toman diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación para encontrar la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo. Dichos incrementos se ordenan de manera tal que la intensidad máxima suceda en el centro de la duración tomada y los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha e izquierda del bloque central para de esta manera obtener el hietograma de diseño. Para mayor detalle ver Anexo N° 2.

4.4 Estimación Número de Curva y Tiempos de Concentración

4.4.1 Número de Curva del SCS

El número de curva (CN) es un parámetro empírico que se calcula con el método desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) y se representa mediante un numero adimensional, en curvas estandarizadas, las cuales varían entre 0 y 100; un área con CN = 0 no tiene escurrimiento, y CN = 100 es impermeables y toda la precipitación genera escorrentía.

El Soil Conservation Service ha tabulado los números de curva basándose en el tipo de suelo y el uso de la tierra, definiendo cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con contenido de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Debido a la poca disponibilidad de información referente a mapas de tipos de suelo y cobertura vegetal de la región, se realizó el análisis conforme con lo expresado anteriormente. La cuenca en estudio sus suelos en su mayoría presentan un moderado contenido de arcilla, un escurrimiento superficial muy rápido, pobres en materia orgánica, ligeramente ácidos y superficiales; lo que los hace altamente susceptibles a la erosión y limitantes a las actividades agrícolas sin practicas intensas de conservación.

Se estimó la presencia de cobertura vegetal de la zona mediante la herramienta Google Earth, definiendo las áreas más boscosas y con menor presencia de vegetación, estableciendo de esta forma dos grandes grupos: Bosques con cubierta buena y Bosques con cubierta pobre. De acuerdo a lo descrito anteriormente se clasifico el tipo de suelo en el grupo C y se estimó el número de curva ponderado correspondiente a cada subcuenca y cuyos valores se encuentran

en la Tabla 4.5. Ver Anexo N° 3 (plano con la discriminación realizada y las áreas de cobertura vegetal por subcuenca).

Tabla 4.5 Número de curva correspondiente a cada subcuenca

Subcuenca	Área (Km²)	Pendiente Media (%)	Grupo Hidrológico	Bosques: Cubierta Buena (%)	Bosques: Cubierta Pobre (%)	CN	CN Ponderado
1	91,39	39,75	C	86,91		70	71
					13,09	77	
2	109,97	46,51	C	100,00		70	70
3	40,19	34,99	C	80,10		70	71
					19,90	77	
4	221,20	35,79	C	84,32		70	71
					15,68	77	
5	98,34	44,76	C	56,55		70	73
					43,45	77	

Fuente: Elaboración propia (2015)

4.4.2 Vegetación y Tipo de suelo Cuenca Neverí hasta el Turimiquire.

La parte alta de la cuenca del Neverí presenta zonas de vida que van desde el Bosque Muy Húmedo Montañoso Bajo (bmh-MB) hasta el Bosque Seco Tropical (bs-T), la topografía predominante de estas zonas es montañosa con pendientes que varían entre 25-80%, lo cual constituye un factor limitante para el uso agrícola.

Los suelos en su mayoría presentan un moderado contenido de arcilla, un escurrimiento superficial muy rápido, pobres en materia orgánica, ligeramente ácidos y superficiales; lo que los hace altamente susceptibles a la erosión y limitantes a las actividades agrícolas sin prácticas intensas de conservación.

4.4.3 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma. Se calculó mediante la ecuación de Kirpich:

$$t_c = \left(0,886 * \frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad (5)$$

t_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce en kilómetros.

ΔH = Desnivel en metros.

Para definir la longitud y el desnivel de cada cauce dentro de la subcuenca fue utilizado el Sistema de Información Geográfica ArcGIS.

Tabla 4.6 Tiempo de concentración correspondiente a cada subcuenca

Subcuenca	L (m)	L (Km)	H mín. (m)	H máx. (m)	ΔH (m)	Tc (h)	Tr (h)
1	16843,96	16,84	240	440	200	3,24	1,90
2	23297,50	23,30	440	2400	1960	1,96	1,30
3	17470,92	17,47	240	1000	760	2,02	1,30
4	26644,80	26,64	240	2400	2160	2,20	1,40
5	15307,74	15,31	440	2400	1960	1,20	0,85
Cuenca	48583,57	48,58	240	2400	2160	4,40	2,40

Fuente: Elaboración propia (2015)

4.4.4 Tiempo de retardo

Se define como el tiempo entre la mitad de la duración de la lluvia efectiva y el tiempo al pico.

En algunos casos es estimado como:

$$t_r = 0,6 t_c \quad (6)$$

Sin embargo para este estudio fue determinado mediante el uso de la Gráfica 3.1 presentada en el Anexo N° 3, conocido el tiempo de concentración de las subcuencas.

4.4.5 Método CO Clark

El método de Clark permite obtener el hidrograma unitario de una cuenca, pretende establecer una relación precipitación – escorrentía, basándose en el tránsito de crecidas a lo largo del cauce conocido como método de Muskingum. El modelo se basa en que un hidrograma total de una tormenta es producto de sumar los hidrogramas resultantes de las subcuencas en que se ha dividido el área total, debidamente desfasados y amortiguados por el efecto de almacenamiento.

El método utiliza dos parámetros: tiempo de concentración (T_c) definido como el tiempo en que una partícula de agua se tarda en llegar al punto de descarga desde el punto más alejado de la cuenca, y el coeficiente de almacenamiento el cual toma en cuenta el efecto de almacenamiento en la red de cauces de la cuenca; y la relación tiempo – área para definir el hidrograma unitario. Ver Anexo N° 3.

4.4.6 Método SCS

El método fue desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) a fin de calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta y consiste en asimilar el hidrograma a un triángulo donde los parámetros más significativos son la precipitación efectiva (P_e), tiempo de concentración (t_c), el tiempo base del hidrograma (t_b) y tiempo al caudal pico (t_p). El área bajo la curva representa el volumen de escorrentía.

Para el uso del método es necesaria la estimación de los números de curva tabulados por el Soil Conservation Service, los cuales clasifican los suelos en grupos hidrológicos que a su vez son utilizados en el planeamiento de cuencas para la estimación de la escorrentía a partir de la precipitación. Ver Anexo N° 3.

4.4.7 Método Muskingum

El método es comúnmente usado para el tránsito de avenidas, establece una relación descarga – almacenamiento variable e involucra el concepto de cuña y prisma de almacenamiento.

Al momento de una avenida, el avance de su onda en un tramo dado durante su fase inicial la afluencia excede a la efluencia, generándose así una cuña (cuña de almacenamiento). De manera inversa cuando ocurre la recesión la efluencia excede a la afluencia produciéndose así una cuña de almacenamiento negativa. La cuña se puede relacionar con la diferencia de valores instantáneos de afluencias y efluencias.

4.5 Modelo Hec-HMS

El sistema de modelado hidrológico (HEC – HMS) fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica de los Estados Unidos (USACE) y está diseñado para simular el proceso de precipitación – escurrimiento en cuencas, a partir de condiciones extremas de lluvia, utilizando algunos métodos de cálculo de flujo base, pérdidas por infiltración y conversión en escorrentía directa.

Para la generación de los hidrogramas de crecientes extremas fue utilizado el método de pérdidas del Soil Conservation Service (SCS), mientras que para la obtención de los hidrogramas de escurrimiento efectivo se optó el método de CO Clark.

4.5.1 Características de las subcuencas

Los datos relativos a las subcuencas de relevancia para el software Hec-HMS se encuentran resumidos en la Tabla 4.7, los cuales corresponden a área tributaria, Número de Curva de SCS; ya que a fines de estimar los hietogramas efectivos se ha adoptado el método de SCS; parámetros del método de Clark; el cual fue utilizado para la estimación de los hidrogramas de escurrimiento efectivo, por ello fue necesario calcular el tiempo de concentración (T_c) y el coeficiente de almacenamiento (R), para el cálculo de este último algunos autores suponen que es similar al tiempo de retardo, lo cual fue asumido en la metodología.

Tabla 4.7 Características de cada subcuenca

Subcuenca	Área tributaria (Km ²)	Número de curva	Tiempo de concentración (h)	Coeficiente de almacenamiento (R)
1	91,39	71	3,20	1,90
2	109,97	70	2,00	1,30
3	40,19	71	2,00	1,30
4	221,20	71	2,20	1,40
5	98,34	73	1,20	0,85

Fuente: Elaboración propia (2015)

4.5.2 Características de los segmentos de tránsito

En la cuenca se tienen dos segmentos de tránsito, el primero Reach-1 corresponde al canal donde transitan los hidrogramas de las subcuencas 2 y 5, y el segundo Reach-2 el canal donde transitan los hidrogramas de las subcuencas 1 y 4. Las características de estos segmentos se incluyen en la Tabla 4.8 en términos de longitudes (L), pendientes longitudinales (S) y el coeficiente K de Muskingum, siendo este último el método definido para llevar a cabo el tránsito de los hidrogramas en los cauces.

Tabla 4.8 Características de los segmentos de tránsito

	Muskingum			
	L (m)	S	tv (h)	K (h)
Reach -1	16843,96	0,01	3,22	2,33
Reach -2	5741,19	0,03	0,93	0,88

Fuente: Elaboración propia (2015)

4.5.3 Modelo Meteorológico

El modelo meteorológico calcula la precipitación requerida en una subcuenca. Se puede utilizar precipitación puntual o por grillas, tiene la capacidad de modelar precipitación sólida y líquida junto con evapotranspiración. El método utilizado para calcular la precipitación promedio fue el de estaciones por peso (Gages Weights), el cual permite asignar pesos a las diferentes estaciones definidas por el usuario a cada subcuenca.

4.5.3.1 Generación de Polígonos de Thiessen

El método de los polígonos de Thiessen consiste en delimitar áreas de influencia a partir de un conjunto de estaciones, el tamaño y configuración de los mismos dependerá de la distribución de dichas estaciones.

Con la finalidad de determinar el área de influencia de cada estación pluviométrica analizada sobre las respectivas subcuencas, se procedió a la creación de los Polígonos de Thiessen mediante el Sistema de Información Geográfica ArcGIS.

Los criterios de selección de las estaciones pluviométricas se basaron en la ubicación de estas respecto a la cuenca y los datos históricos registrados, de esta manera fueron elegidas Bajo Negro, El Guamal, El Guayabo, Sabana de Neverí, Montañas Negras, Bejuquero y Las Cunetas pertenecientes al estado Sucre y Culantrillar ubicada en el estado Anzoátegui.

En la Tabla 4.9 se presentan los respectivos porcentajes de influencia de cada una de las estaciones consideradas y en la Figura 4.3 su ubicación y los pertenecientes polígonos de Thiessen.

Tabla 4.9 Porcentajes de influencia por estaciones sobre cada subcuenca

Subcuenca	Porcentajes de influencia por estaciones (%)							
	Bajo Negro	Bejuquero	El Guamal	Las Cunetas	Montañas Negras	Sabana de Neverí	El Guayabo	Culantrillar
1	-	15,48	50,27	34,24	-	-	-	-
2	-	-	-	35,95	4,64	59,41	-	-
3	-	0,37	85,79	-	-	-	13,85	-
4	14,69	-	5,73	1,82	7,51	-	50,41	19,85
5	26,04	-	-	-	73,96	-	-	-

Fuente: Elaboración propia (2015)

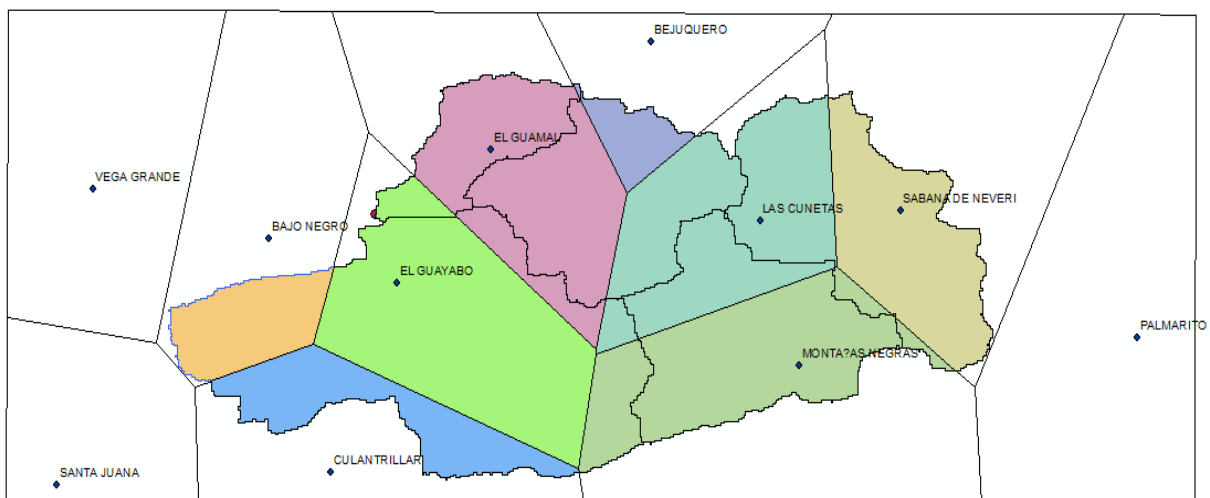


Figura 4.3 Polígonos de Thiessen aplicados a la cuenca

Fuente: Elaboración propia (2015)

4.5.3.2 Datos de Entrada

Se generó un modelo meteorológico para cada periodo de retorno estudiado 2,33, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años, ingresando en cada uno los hietogramas de bloques alternos para cada estación pluviométrica construidos con anterioridad. Posteriormente se introdujo la información de porcentajes de área de influencia extraído de los polígonos de Thiessen, de cada estación sobre las correspondientes subcuencas.

4.6 Crecientes extremas sencillas

La cuenca total fue subdividida en cinco (5) subcuencas y en cada una de ellas se estimó el hietograma efectivo utilizando el método SCS, posteriormente para la obtención de los hidrogramas de escurrimiento efectivo se optó el método de Clark. Seguidamente los hidrogramas generados en cada subcuenca fueron transitados por el método de Muskingum.

4.7 Precipitación Máxima Probable y Crecida Máxima Probable

La precipitación máxima probable (PMP), es el valor límite estimado de precipitación; puede definirse como la profundidad máxima de precipitación estimada para una duración dada. En el método estadístico presentado por Hershfield (1971), la PMP se estima por medio de la ecuación:

$$PMP = X_n + K_m * S_n \quad (7)$$

Dónde:

PMP = Precipitación Máxima Probable para cierta duración.

X_n, S = Media y desviación estándar de las lluvias máximas.

K_m = Factor de frecuencia.

Los valores del factor de frecuencia (K_m) correspondientes a cada estación estudiada de la región, fueron estimados de acuerdo a las láminas anuales asociadas a 24 horas de duración, además de los promedios, $\bar{P}$ y desviaciones estándar, S , de los valores extremos anuales de cada estación, conforme a la siguiente ecuación:

$$P_{m\acute{a}x} = \bar{P} + K_m * S \quad (8)$$

Dónde:

$P_{m\acute{a}x}$ = precipitación máxima del registro anual.

$\bar{P}, S$ = media y desviación estándar de las lluvias máximas.

K_m = factor de frecuencia (incógnita).

En los resultados de estas estimaciones se observa que el mayor valor obtenido alcanza una cifra menor a cuatro.

Tabla 4.10 Valores de factor de frecuencia (Km) obtenidos

Estación	Km						
	15	30	1	3	6	12	24
Bajo Negro	2,14	3,47	3,69	3,31	3,29	3,15	2,63
El Guamal	1,30	1,26	1,69	1,99	1,79	1,76	1,89
Las Cunetas	1,91	1,57	1,90	1,84	1,72	1,71	1,50
Sabana de Neverí	2,12	1,94	1,97	1,91	2,78	2,89	2,25
Montañas Negras	2,01	2,23	1,96	3,32	3,24	3,06	2,03
Bejuquero	2,14	2,52	1,07	2,01	2,57	2,17	1,59
Culantrillar	3,80	2,92	3,37	3,91	3,38	3,14	3,34
El Guayabo	1,89	2,15	1,98	3,13	2,80	2,37	2,84

Fuente: Elaboración propia (2015)

Por otra parte se pueden obtener los valores de Km en base al Gráfico 4.2, utilizando la media de las lluvias máximas anuales y para la duración de interés, sin embargo los valores de Km arrojados pueden resultar muy bajos para algunas regiones y muy altos para ciertas áreas, siendo este último el caso presentado. Debido a la incongruencia en los resultados obtenidos por un método u otro, fue necesario adoptar valores de Km entre 8 y 10, ya que según la referencia Guzmán (1991) donde fueron analizadas 461 estaciones pluviométricas venezolanas, los valores máximos de Km se ubicaban en este rango a nivel nacional.

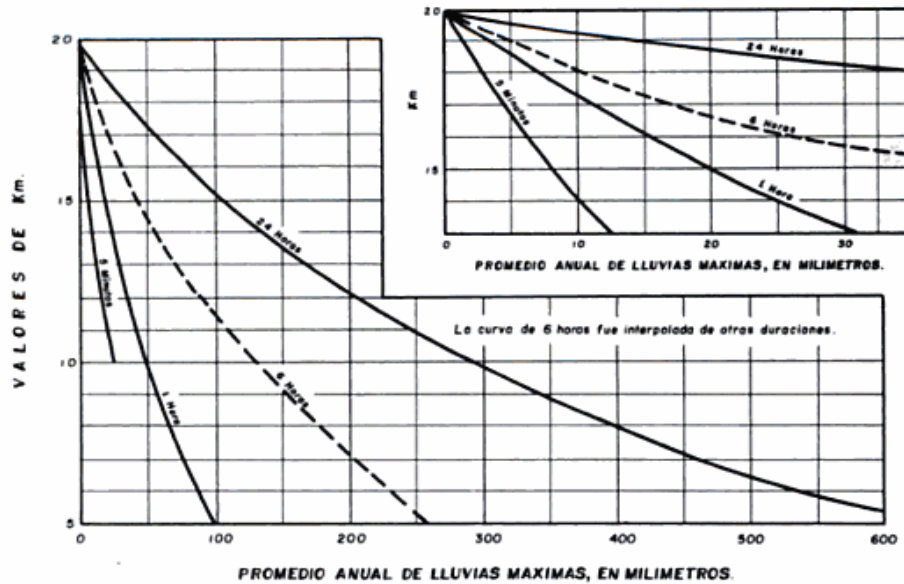


Gráfico 4.2 Km en función de la duración de la lluvia y su valor medio anual

Fuente: Procesos del ciclo hidrológico (1998)

Posteriormente se ajustan o corrigen los valores de la media y desviación estándar de la serie anual, por máxima lluvia observada, en función de la longitud de registro y de las funciones:

$$\frac{\bar{X}_{n-m}}{\bar{X}_n}, \frac{S_{n-m}}{S_n} \quad (9)$$

Luego se ajustan la media y la desviación estándar de la serie anual por tamaño de muestra (longitud de registro), tomando en cuenta el número de años de registro.

Los valores corregidos por máxima precipitación observada y amplitud de registro de la media ($\bar{X}_n$) y la desviación estándar (S_n) conducen a los valores de X_n y S_n de la ecuación (7), pudiéndose de esta manera calcular el valor de precipitación máxima probable para un día. Para estimar los valores de la precipitación máxima probable para duraciones diferentes a 24 horas fue utilizada la curva envolvente de registros mundiales de lluvia, localizándose en la duración de un día el valor corregido de la precipitación máxima probable y trazando por tal punto una línea recta paralela a la envolvente mundial, se pudieron leer apoyándose en tal recta, las magnitudes de la precipitación máxima probable para las duraciones necesarias.

Finalmente se llevó a cabo la construcción de los hietogramas de PMP para factores de frecuencia 8 y 10, los cuales fueron introducidos en el modelo hidrológico Hec-HMS con la finalidad de estimar los hidrogramas de Crecida Máxima Probable, definida como aquella que se puede esperar en relación con la más severa combinación de condiciones meteorológicas e hidrológicas.

Tabla 4.11 Valores de precipitación máxima probable obtenidos para un factor de frecuencia Km = 8

Estación	Precipitación Máxima Probable (mm) Km = 8						
	15	30	1	3	6	12	24
Bajo Negro	38,88	54,00	75,00	125,00	175,00	240,00	330,54
El Guamal	47,76	67,00	94,00	159,00	222,00	300,00	424,94
Las Cunetas	31,23	44,00	62,00	103,00	144,00	200,00	271,90
Sabana de Neverí	32,14	45,00	63,00	105,00	148,00	208,00	281,72
Montañas Negras	31,23	44,00	62,00	101,00	141,00	201,00	226,99
Bejuquero	46,94	65,00	90,00	151,00	211,00	289,00	400,92
Culantrillar	37,96	53,00	74,00	134,00	171,00	240,00	328,35
El Guayabo	30,82	43,00	60,00	100,00	139,00	195,00	268,43

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 4.12 Valores de precipitación máxima probable obtenidos para un factor de frecuencia Km = 10

Estación	Precipitación Máxima Probable (mm) Km = 10						
	15	30	1	3	6	12	24
Bajo Negro	45,10	63,00	88,00	149,00	209,00	280,00	392,69
El Guamal	58,47	82,00	115,00	195,00	265,00	365,00	517,11
Las Cunetas	37,96	53,00	74,00	123,00	171,00	239,00	325,43
Sabana de Neverí	38,37	54,00	76,00	127,00	175,00	245,00	337,72
Montañas Negras	31,74	44,00	61,00	100,00	140,00	200,00	271,44
Bejuquero	50,68	77,00	117,00	180,00	250,00	349,00	482,06
Culantrillar	44,60	63,00	89,00	149,00	209,00	285,00	395,70
El Guayabo	38,08	52,00	71,00	119,00	165,00	232,00	317,32

Fuente: Elaboración propia (2015)

4.8 Crecidas extremas complejas

Tomando como antecedente las tormentas ocurridas en la cuenca del río Guapo que produjeron el colapso de la presa, durante los días 12 al 16 de Diciembre de 1999, se observó que las mismas sucedieron en forma agrupada (grupos de eventos) y deben ser consideradas en el diseño de estructuras de desvío y de alivio, por lo que van a ser afectados los gastos máximos desviados y aliviados. Lo mismo fue observado en las tormentas acontecidas en Vargas, en el cual se consideró pertinente realizar un análisis probabilístico de la frecuencia de estos eventos extremos que permitiera la obtención de los hidrogramas de crecidas complejas. Se decidió estudiar las lluvias máximas para tiempos desde 24 horas hasta 10 días, a fines de estudiar la secuencia de llegadas de tormenta y su persistencia por varios días en la zona. Un procedimiento similar fue realizado en el estudio hidrológico en el río Cuira, es importante hacer referencia a la inundación de Barcelona y sus alrededores en Julio, 1970, afectada por una tormenta de aproximadamente diez (10) días de duración (Ver Gráfico 4.3), siendo esta la mayor crecida del Neverí hasta ahora observada, dejando la impresión de que hechos más dañinos pueden afectar la ciudad, si se toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia mayores. Conforme con estos antecedentes y a la inexistencia de información hidrológica básica necesaria para ejecutar esta metodología, que se optó por adoptar los resultados obtenidos en este último informe consultado; asumiendo que tendrá un comportamiento análogo; y adecuarlos al presente trabajo.

4.8.1 Metodología empleada en “Estudio hidrológico en el río Cuira hasta el sitio de presa”, elaborado por C.G.R Ingeniería.

La metodología a fines de estructurar los hidrogramas de las crecidas complejas asociados a períodos de retorno específicos consiste en el análisis de las secuencias de caudales medios diarios registrados y/o estimados utilizando el modelo de lluvia escorrentía diario. Tomando un intervalo de tiempo diario, Δt , se procede a construir las series de datos anuales que contienen los volúmenes de agua acumulados en intervalos de tiempo que son múltiplos de Δt ,

es decir, para Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$,... $10\Delta t$. Estas series fueron construidas en forma de volúmenes cabalgantes, en otras palabras, para el intervalo Δt se tendrán datos desde 1 hasta el número de intervalos de tiempo que existen en un año, denotémoslo como NT (365 días), para $2\Delta t$ la serie de datos contiene $NT-1$ valores, y en general para $N\Delta t$ se obtendrá una serie con $NT-N\Delta t + 1$ datos.

Con esta información se procede a estimar los volúmenes incrementales de cada secuencia, los cuales se expresan como un porcentaje del mayor volumen ocurrido en un día, posteriormente con el uso del método de los bloques alternos descritos por Chow et al (1994), se procede a estimar la forma como deberían distribuirse, volumétricamente, los hidrogramas complejos.

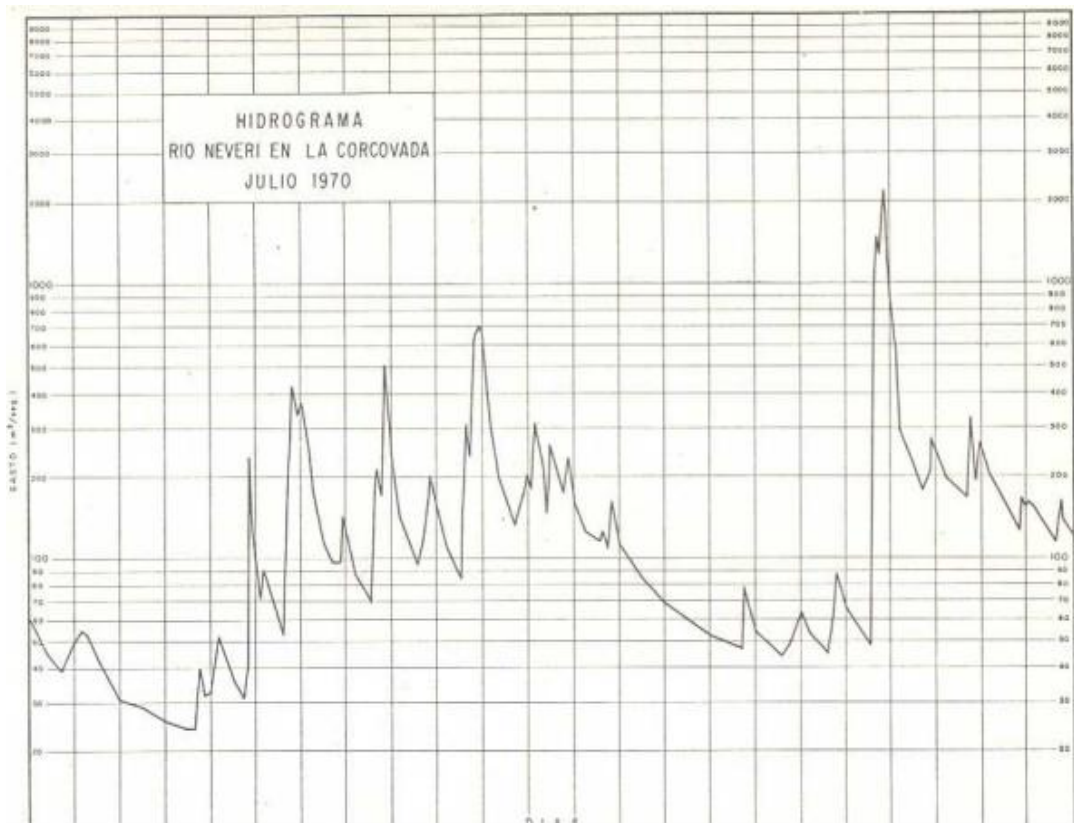


Gráfico 4.3 Crecidas complejas Río Neverí

Fuente: La inundación de Barcelona y sus alrededores en Julio de 1970, MOP (1970)

Para la obtención de los hidrogramas complejos, se utilizan los hidrogramas de crecidas aisladas, ya determinados, los cuales se ubicaran en cada uno de los diez días, pero afectados por un coeficiente, de forma tal, que al sumar el efecto de todos los hidrogramas individuales se obtenga una distribución volumétrica.

4.8.2 Adaptación al presente estudio.

A fines de estimar los hidrogramas de crecientes complejas, se obtuvieron los hidrogramas de crecientes simples correspondientes a períodos de retorno de 100, 500 y 1000 años, así como las crecientes máximas probables con factores de frecuencia 8 y 10. Posteriormente se realizó una igualación con respecto a la distribución volumétrica descrita en el estudio antes mencionado de la siguiente manera:

1. Se utilizaron los mismos coeficientes que afectaban a los hidrogramas de crecidas aisladas en cada uno de los diez días del estudio de río Cuira, mencionado anteriormente.
 2. Se ajustaron los hidrogramas de crecientes simples del presente estudio, correspondientes a cada período de retorno, mediante el uso de estos coeficientes.
 3. Se distribuyeron los hidrogramas de crecientes simples en cada uno de los 10 días, empleando el método de los bloques alternos.
 4. Y se sumaron todos los hidrogramas individuales de cada periodo de retorno, para la obtención de la distribución volumétrica (Hidrogramas de Crecidas Complejas).
- Gráfico 4.4.

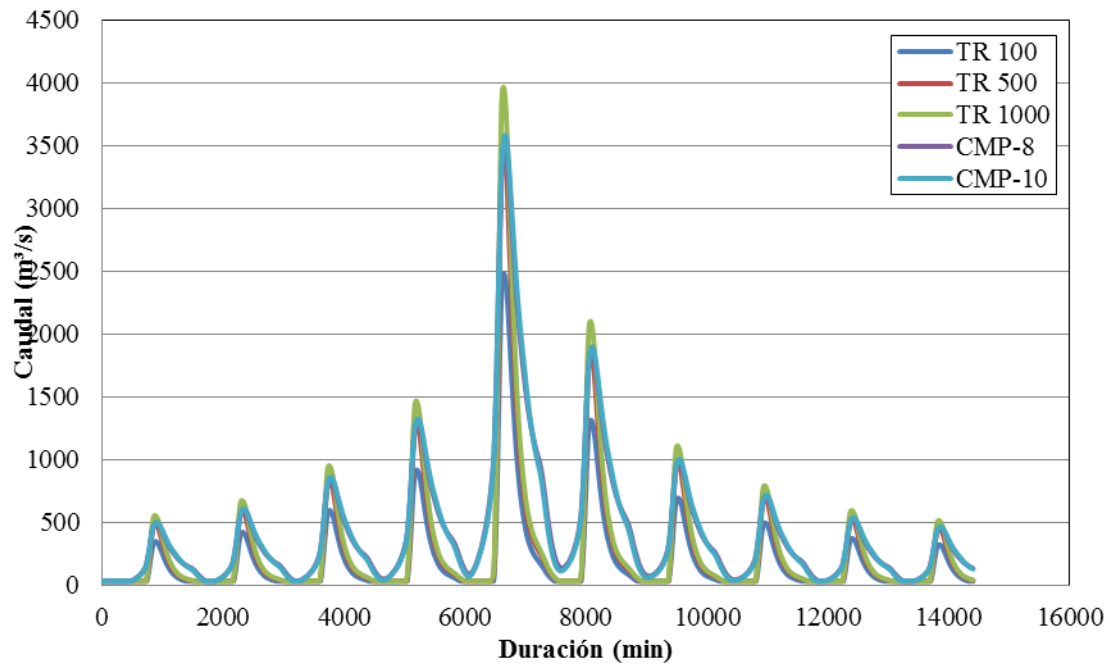


Gráfico 4.4 Hidrogramas crecidas complejas para 10 días de duración y distintos periodos de retorno

Fuente: Elaboración propia (2015)

5. SIMULACIÓN DE LA RESPUESTA DEL SISTEMA ANTE CRECIENTES EXTRAORDINARIAS

La respuesta del sistema ante el impulso que supone la ocurrencia de un evento hidrológico de diversas magnitudes es el análisis que debe realizarse con el fin de obtener las consecuencias a la amenaza en estudio.

En cualquier embalse, la respuesta esperada ante la ocurrencia de una creciente máxima de los ríos que regula se traduce en el almacenamiento temporal de las aguas de crecida en el vaso de almacenamiento y en la descarga paulatina de los excedentes a través de las obras de alivio.

El estudio de la respuesta del Sistema Hidráulico Turimiquire se realiza entonces tomando en consideración las características volumétricas del embalse representadas usualmente en la Curva de Capacidad, donde se expresa la relación que existe entre el nivel que alcanzan las aguas y el volumen almacenado aguas arriba de las presas. Paralelamente, es necesario conocer la capacidad de descarga o evacuación de las aguas que tienen las obras de alivio puesto que éstas están directamente relacionadas con el nivel de aguas en el embalse siempre que éste se encuentre por encima de la cota denominada Nivel de Aguas Normales (NAN) que se encuentra definido por la cota de cresta de las obras de alivio, es decir, el último nivel para el cual no existe ninguna descarga y para el que una vez superado este nivel siempre existirá una descarga o alivio de las aguas almacenadas hacia el curso del río Neverí.

El presente capítulo analiza entonces la respuesta de las obras de alivio y almacenamiento del Sistema Hidráulico Turimiquire ante la ocurrencia de una creciente extraordinaria; sin embargo, este análisis no se queda en el sistema propiamente dicho puesto que para analizar las consecuencias de esta respuesta se procede asimismo al “tránsito” de esta onda de creciente que nace en la Presa Las Canalitas y se traslada siguiendo el cauce del río Neverí hasta Barcelona donde el Neverí descarga sus aguas en las costas del Mar Caribe.

Así, el estudio se realiza en dos (2) fases, la primera se refiere exclusivamente al tránsito de las crecientes a través del embalse; es decir, define cómo, el hidrograma obtenido en el capítulo precedente, que define la respuesta hidrológica de la cuenca del río Neverí en el sitio

donde hoy se levanta el Sistema Turimiquire, se amortigua debido a la existencia de esta laguna artificial que denominamos embalse y la generación del hidrograma de salida a través de las obras de alivio.

La segunda fase del estudio es el análisis de cómo, el hidrograma descargado en el cauce natural del río Neverí se traslada hasta su descarga al mar en un recorrido de casi 76 kilómetros. El resultado de esta segunda fase es la definición de los niveles de agua que se alcanzan en el río como consecuencia del tránsito de esta onda de crecida y la definición de las áreas que de una u otra manera pudieran verse afectadas por inundaciones temporales durante el paso de ésta. Estas “manchas” o “mapas” de inundación permiten con metodologías adecuadas y diseñadas al efecto, medir las consecuencias que supone la ocurrencia de este tipo de eventos.

Finalmente es necesario mencionar que es prácticamente imposible que ocurra una creciente extraordinaria sólo y únicamente en la cuenca alta del río Neverí. Cuando una tormenta de tales dimensiones se genera, es muy probable que otros ríos tributarios al Neverí o el río Neverí propiamente dicho aguas abajo de la presa desarrollen eventos importantes que podrían sumarse a hidrograma de descarga del Turimiquire y multiplicar el efecto de inundación que se describe en el presente capítulo. Debido a que el análisis de crecientes de todo el río Neverí escapa del alcance de este Trabajo, se deben interpretar los resultados del tránsito de las crecientes a lo largo del río, como las consecuencias estrictamente relacionadas con la respuesta del Sistema y no con el riesgo hidrológico de la ciudad de Barcelona ante crecientes del río Neverí en toda su extensión.

5.1 Respuesta del Sistema Hidráulico Turimiquire

Se refiere al análisis de cómo el hidrograma de crecientes de la cuenca alta del río Neverí afecta las obras de almacenamiento y alivio del Turimiquire. A este fin es necesario conocer las características del sistema de alivio que básicamente se encuentra constituido por la Curva de Capacidad del Vaso de Almacenamiento y la curva de descarga del vertedero en ella implantado.

5.1.1. Curva de Área Capacidad

La Curva usualmente denominada Curva de Área-Capacidad puesto que se muestra no sólo los volúmenes de agua almacenados en el embalse para cada nivel sino que también permite conocer las dimensiones de la superficie del lago que se forma, es una curva que originalmente resulta exclusivamente de la conformación del valle por el cual discurre el río objeto de regulación y que solamente la calidad de la información utilizada para su cálculo puede alterar su magnitud. Una vez se inicia la operación del embalse, los sedimentos acarreados por el río van, paulatinamente llenando este vaso hasta que, según las estimaciones usuales del proyecto, un volumen, denominado Volumen Muerto, se colma al final de la vida útil de la obra.

En la Tabla 5.1 se muestra la Curva Área Capacidad del embalse de Turimiquire y en la Figura 5.1 se muestra gráficamente dichas curvas.

Tabla 5.1 Curva Área Capacidad del embalse Turimiquire

Cota (msnm)	Área (Ha)	Volumen (Hm ³)
230	0.000	0.000
240	37.931	0.948
250	43.338	5.007
260	121.382	12.752
270	217.009	29.326
280	352.136	57.377
290	503.315	99.813
300	687.443	158.993
310	920.083	238.946
320	1194.566	344.231
330	1585.915	482.563
340	1977.263	660.183

Fuente: Elaboración propia con datos del proyecto original (2015)

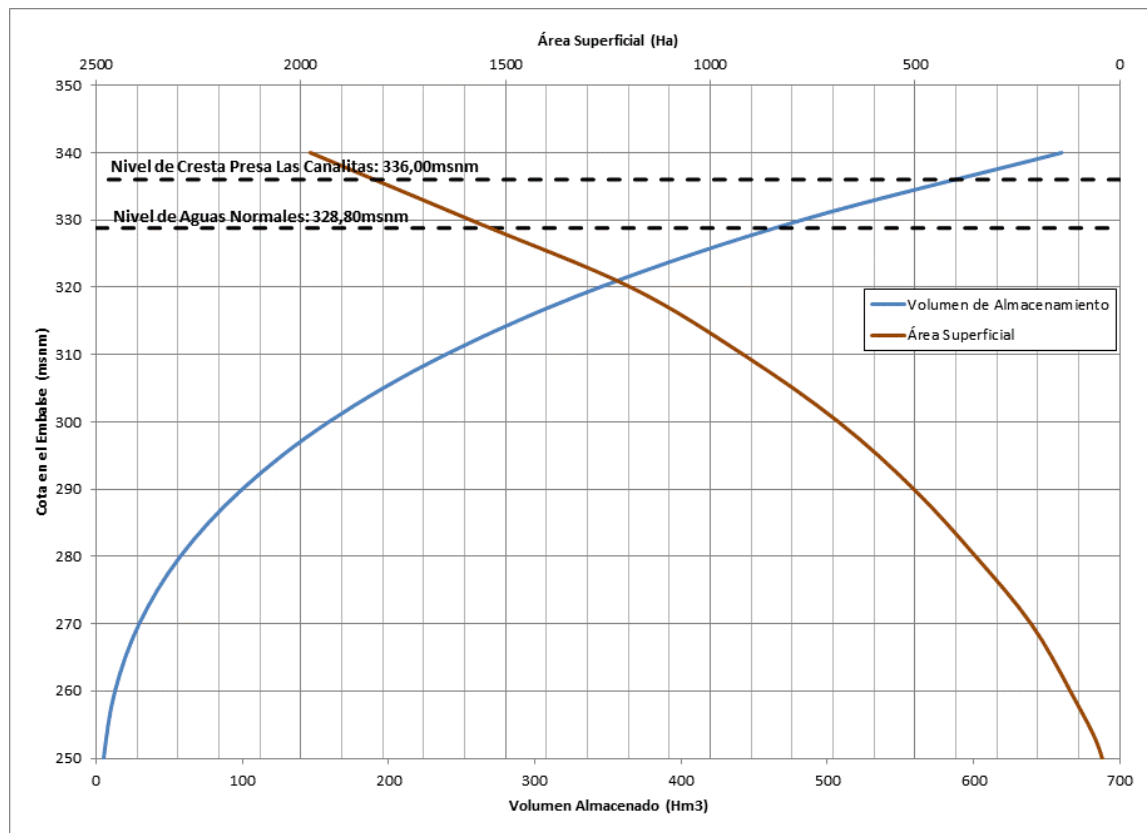


Figura 5.1 Curva Área Capacidad embalse Turimiquire

Fuente: Elaboración propia con datos del proyecto original

A los fines del presente estudio y tratando que la respuesta del sistema sea máximo, se estima que el embalse, al momento de llegar la creciente extraordinaria se encuentra lleno; es decir, la cota del agua embalsada se encuentra en su Nivel de Aguas Normales, situación ésta que coincide con la cresta del aliviadero. Esta condición hace que para efectos de cálculo, el volumen a utilizar en el tránsito de la creciente es el comprendido entre su NAN y la cota de cresta de la presa (336,00 msnm) y que, según la Curva de Capacidad mostrada en la Tabla N° 1 toma los siguientes valores: Volumen a NAN= 423,94, Volumen a Nivel de Cresta= 610; Volumen útil para almacenamiento de las crecientes= 186,06 Hm³.

En la Tabla 5.2 se muestran los caudales máximos y volúmenes escurridos en cada una de las crecientes analizadas y en ella se puede observar que la capacidad de almacenamiento del

embalse es superior al volumen total aportado por casi todas ellas. En otras palabras, aún sin contar con un alivio, el Sistema no sería afectado. Sin embargo también se aprecia que las crecientes complejas cuentan con volúmenes totales mayores al volumen de almacenamiento del embalse y donde las obras de alivio serán severamente exigidas.

Tabla 5.2 Caudales máximos y volúmenes escurridos para los escenarios de crecientes analizados

Creciente		Hidrograma de Entrada	
		Caudal Máximo	Volumen Total
		(m ³ /s)	Hm ³
Sencillas	2,33	378,32	7,79
	5	764,76	15,48
	10	1.137,11	22,79
	25	1.656,70	32,90
	50	2.067,00	40,87
	100	2.478,24	49,06
	500	3.511,75	68,85
	1000	3.963,34	77,60
	CMP8	3526,38	115,37
	CMP10	3580,87	115,37
Complejas	100	2.478,27	166,91
	500	3.511,82	228,78
	1000	3.963,42	256,39
	CMP8	3.526,56	369,58
	CMP10	3.580,97	369,97

Fuente: Elaboración propia (2015)

5.1.2. Curva de Descarga del Aliviadero

El aliviadero del Sistema Hidráulico Turimiquire, tal como fue mencionado en el Capítulo 3, es un vertedero frontal de 24 metros de ancho que descarga en un canal o rápido trapecial de 400 metros de longitud que culmina en un lanzador final.

Las obras de alivio han sido diseñadas para una carga máxima sobre el vertedero de 5,40 metros que suponen un caudal de salida de 600 m³/s. La Tabla 5.3 y Figura 5.2 que se muestran a continuación suponen la capacidad de alivio de las obras de embalse del Sistema Turimiquire y han sido calculadas utilizando la fórmula:

$$Q = Cg * L * h^{\frac{3}{2}} \quad (10)$$

Donde

Q: Caudal descargado por el aliviadero, expresado en m³/s

Cg: Coeficiente de descarga del aliviadero, expresado en m^{1/2}/s

H= Carga hidráulica de agua sobre el vertedero, expresado en m.

5.1.3. Tránsito de Crecientes por el Embalse

Se denomina tránsito de crecientes a través de un embalse a la determinación del hidrograma de descarga a través del aliviadero del hidrograma de crecidas que descarga sus aguas en el vaso de almacenamiento de un embalse.

Como ya fue mencionado, el hidrograma sufre un almacenamiento temporal en el embalse, el cual debe ganar altura para acoger dicho volumen y, como consecuencia de inicia un proceso de descarga a través de las obras diseñadas al efecto.

El cálculo del tránsito de crecientes se hace resolviendo para cada intervalo de tiempo la ecuación de continuidad, que, en este caso, se puede definir como:

$$Volumen_{Entrada} = Volumen_{salida} \pm Variación_del_Almacenamiento \quad (11)$$

La resolución entonces se efectúa siguiendo al hidrograma de entrada y transformándolo parcialmente en volúmenes y verificando en cada intervalo de tiempo cuánta agua es desalojada a través del aliviadero y cuanta es retenida temporalmente en el embalse.

Los resultados más significativos de este análisis se muestran en la Tabla 5.4 donde se definen, para cada período de retorno analizado, el caudal máximo del hidrograma de creciente (Entrada) y el caudal máximo descargado a través del aliviadero (salida) así como el volumen de agua almacenado para este momento.

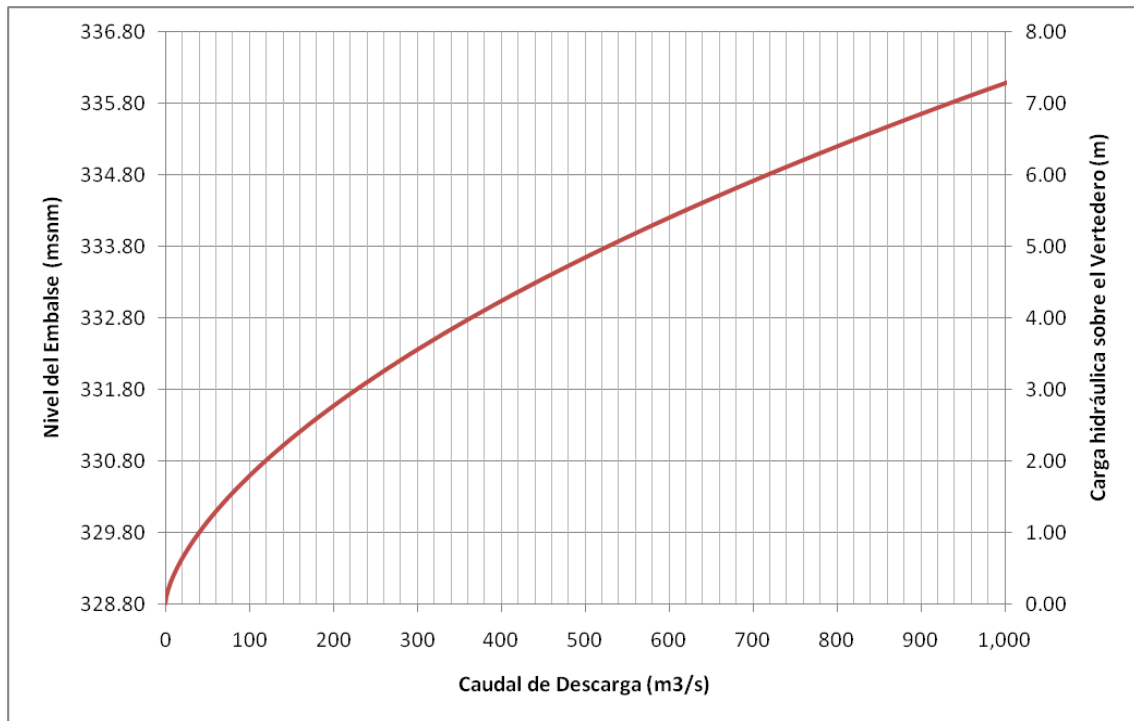


Figura 5.2 Capacidad de alivio de las obras de embalse del Sistema Turimiquire
Fuente: Elaboración propia (2015)

Como puede verse en la Tabla 5.4, el grado de atenuación en todos los hidrograma es muy alto (70% al 85% de atenuación), mientras que en crecientes sencillas la atenuación supera el 90% en todas ellas. Esta situación conlleva igualmente a un retardo en el gasto máximo de creciente comparándolo con el gasto máximo aliviado donde ocurre un desplazamiento del gasto pico de unas siete horas. Ver Figura 5.3

Quizás los resultados más relevantes que se puede apreciar en la Tabla 5.4 son los niveles máximos de cada tránsito y donde se puede apreciar lo siguiente:

- Los hidrogramas sencillos con frecuencias inferior a $Tr=1.000$ años no generan ninguna condición anormal del flujo puesto que el gasto de diseño de las obras de alivio es de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ y una carga o nivel de agua de 5,40 metros (Cota en el embalse 334,20)

- b. Los hidrogramas complejos con período de retorno de 1.000 años o mayor superan los caudales de diseño de las obras de alivio por lo cual, una vez transitada la creciente, se deberá efectuar una inspección del rápido y/o salto disipador para revisar su operatividad y rehabilitar aquellas zonas que pudieron verse afectadas por las altas velocidades que allí se generan.

Tabla 5.3 Capacidad de alivio de las obras de embalse del Sistema Turimiquire

Sistema Hidráulico Turimiquire								
Aliviadero								
Estimación de Curva de Descarga del Aliviadero								
Aliviadero tipo: Frontal recto			Longitud verticalite:		24 m	NAN		328.8
Sección Trapecial			Indinación:		0.5 :1	MAMaximas		334.2
Cota en el Embalse	Altura sobre Alivio	Caudal de descarga	Cota en el Embalse	Altura sobre Alivio	Caudal de descarga	Cota en el Embalse	Altura sobre Alivio	Caudal de descarga
328.80	0.00	0.00	331.30	2.50	170.22	333.80	5.00	526.87
328.90	0.10	1.24	331.40	2.60	181.22	333.90	5.10	544.63
329.00	0.20	3.52	331.50	2.70	192.49	334.00	5.20	562.65
329.10	0.30	6.49	331.60	2.80	204.04	334.10	5.30	580.94
329.20	0.40	10.03	331.70	2.90	215.88	334.20	5.40	599.50
329.30	0.50	14.08	331.80	3.00	227.98	334.30	5.50	618.33
329.40	0.60	18.58	331.90	3.10	240.36	334.40	5.60	637.42
329.50	0.70	23.51	332.00	3.20	253.02	334.50	5.70	656.78
329.60	0.80	28.84	332.10	3.30	265.94	334.60	5.80	676.41
329.70	0.90	34.55	332.20	3.40	279.14	334.70	5.90	696.31
329.80	1.00	40.63	332.30	3.50	292.61	334.80	6.00	716.48
329.90	1.10	47.06	332.40	3.60	306.35	334.90	6.10	736.91
330.00	1.20	53.83	332.50	3.70	320.36	335.00	6.20	757.61
330.10	1.30	60.94	332.60	3.80	334.64	335.10	6.30	778.59
330.20	1.40	68.37	332.70	3.90	349.18	335.20	6.40	799.83
330.30	1.50	76.13	332.80	4.00	364.00	335.30	6.50	821.34
330.40	1.60	84.19	332.90	4.10	379.08	335.40	6.60	843.12
330.50	1.70	92.57	333.00	4.20	394.44	335.50	6.70	865.17
330.60	1.80	101.25	333.10	4.30	410.06	335.60	6.80	887.50
330.70	1.90	110.23	333.20	4.40	425.94	335.70	6.90	910.09
330.80	2.00	119.50	333.30	4.50	442.10	335.80	7.00	932.96
330.90	2.10	129.07	333.40	4.60	458.52	335.90	7.10	956.10
331.00	2.20	138.93	333.50	4.70	475.21	336.00	7.20	979.51
331.10	2.30	149.07	333.60	4.80	492.16	336.40	7.60	1,075.87
331.20	2.40	159.50	333.70	4.90	509.38	336.80	8.00	1,176.63

Fuente: Elaboración propia (2015)

- c. El paso de las crecientes complejas P-8 y P10 exige tanto al sistema hidráulico que las aguas retenidas alcanzan cotas por encima del nivel de cresta (9 y 15 cm) que, si bien, no constituye una amenaza real a la Presa Principal, no debe ser tolerado. Así, en el protocolo a desarrollar para la operación del embalse con miras a definir actuaciones

de Alerta Temprana, se deben incluir esta condición y analizar si, una vez el embalse supere la cota 334,20 msnm, se debería proceder a la abertura gradual de la válvula de emergencia y evitar el sobrevertido de la presa.

Por ello es necesario estimar estos hidrogramas, haciendo uso de los hidrogramas de crecidas sencillas ya transitados por el embalse, obtenidos ejecutando la metodología descrita en el capítulo anterior. Este procedimiento puede llevarse a cabo mediante la utilización de un modelo numérico, en este caso HEC-RAS 4.1.0, el cual es un modelo desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE: UU, el cual modela el comportamiento de un cauce artificial o cauce natural.

En el Anexo N° 5 se incluyen los gráficos más representativos efectuados con miras a realizar el tránsito de crecientes en el embalse y los gráficos más significativos de ello.

Tabla 5.4 Caudales máximos, volúmenes y nivel en el embalse para los escenarios de crecientes analizados

Creciente		Hidrograma de Entrada		Hidrograma de Salida		
		Caudal Máximo	Volumen Total	Gasto Máximo Efluente	Almacenamiento Máximo	Nivel Máximo en el Embalse
		(m3/s)	Hm3	(m3/s)	Hm3	msnm
Sencillas	2,33	378,32	7,79	12,74	7,23	329,27
	5	764,76	15,48	34,62	14,02	329,70
	10	1.137,11	22,79	60,78	20,30	330,10
	25	1.656,70	32,90	103,61	28,76	330,63
	50	2.067,00	40,87	141,95	35,29	331,03
	100	2.478,24	49,06	186,32	42,08	331,45
	500	3.511,75	68,85	303,14	57,54	332,38
	1000	3.963,34	77,60	361,06	64,35	332,78
	CMP8	3526,38	115,37	619,92	98,85	334,31
	CMP10	3580,87	115,37	626,80	98,88	334,34
Complejas	100	2.478,27	166,91	376,93	526,61	332,85
	500	3.511,82	228,78	555,75	546,63	333,98
	1000	3.963,42	256,39	643,38	555,78	334,49
	CMP8	3.526,56	369,58	952,65	585,86	336,09
	CMP10	3.580,97	369,97	964,21	586,94	336,15

Fuente: Elaboración propia (2015)

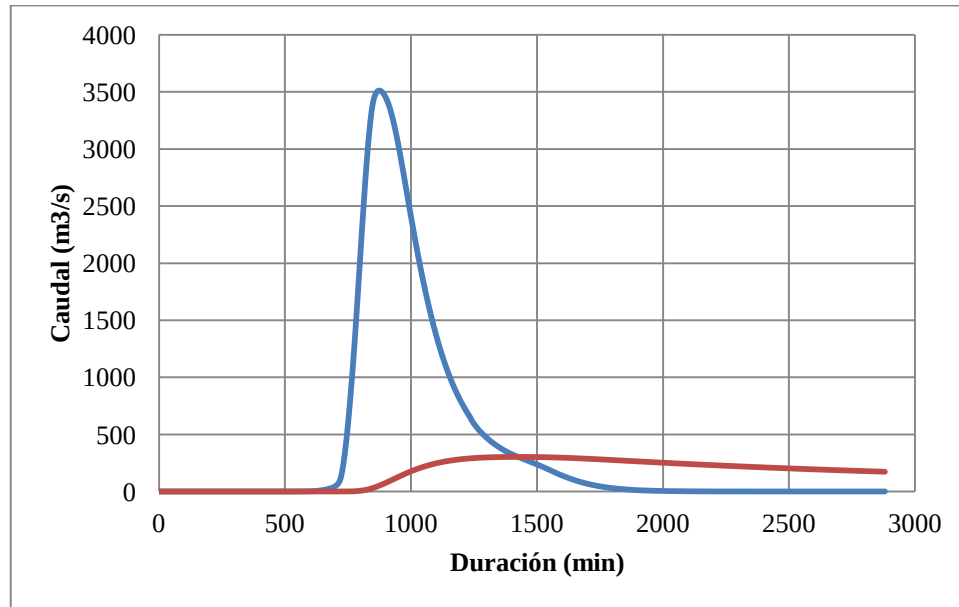


Figura 5.3 Relación entre el hidrograma de entrada y de salida para un $T_r = 500$ años

Fuente: Elaboración propia (2015)

5.2 Instrumentación del Modelo

El modelo HEC-RAS requiere la caracterización geométrica del cauce de acuerdo a la cartografía disponible, así como la elección de los perfiles transversales que mejor se ajusten a las variantes del cauce. Ese proceso previo fue realizado en el estudio “Análisis de riesgo de la zona aguas abajo del embalse Ing. Armando Michelangelli-Turimiquire, aplicando la metodología SPANCOLD, año 2012” (Puga, G y Gomes, T.; 2014), donde los autores llevaron a cabo la construcción del modelo digital del terreno a partir de planos topográficos en ArcGIS, realizaron la asignación de rugosidades de Manning para las distintas zonas y posteriormente con el uso de la herramienta HEC-GeoRAS generaron la geometría necesaria para ejecutar el modelo de simulación en HEC-RAS.

Finalmente exportaron los datos al HEC-RAS y establecidas las variables de ancho de la cresta, altura de la presa, inclinación de los taludes y coeficiente de descarga en caso de sobrevertido, de igual manera ajustaron los valores de tolerancia al modelo a fines de evitar la generación de problemas de estabilidad por tanteo.

El modelo antes descrito fue suministrado por los autores para la ejecución del tránsito de las crecientes sencillas y complejas obtenidas en la simulación realizada en el HEC-HMS, correspondientes a periodos de retorno de 2,33; 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 100 años, al igual que la creciente máxima probable con los factores de frecuencia $K=8$ y $K=10$. Los hidrogramas arrojados por el modelo antes mencionado fueron introducidos en la progresiva 75957,35 correspondientes al sitio de presa Las Canalitas y transitados a lo largo del cauce adoptando un régimen no permanente. El intervalo de tiempo de cálculo seleccionado fue de 1 minuto, al igual que el intervalo de tiempo de salida.

Una vez realizadas las corridas en el modelo, pudo estimarse el tiempo de llegada de la onda de inundación a los poblados, así como la definición de los niveles de agua que se alcanzan en el río consecuencia del tránsito de esta onda, parámetros necesarios para estimar el tiempo de aviso y las consiguientes pérdidas de vida en el análisis de consecuencias.

5.3 Generación de mapas de inundación

Se procedió a exportar los datos del HEC-RAS correspondientes a hidrogramas de salida, mediante la herramienta HEC-GeoRAS al ArcGIS, a fines de generar los mapas de inundación del valle aguas abajo del embalse Turimiquire.

A continuación se llevó a cabo la generación de mapas de inundación para las crecientes sencillas y complejas con periodos de retorno de 100, 500 y 1000 años además de la creciente máxima probable, incluyendo también las crecientes sencillas con periodo de retorno igual a 50 y 25 años. Posteriormente fueron determinadas las profundidades de agua a lo largo del cauce, en las distintas poblaciones inundadas con el objeto de estimar las pérdidas de vida, igualmente las áreas inundadas con presencia de viviendas, industrias y zonas de agricultura con la finalidad de estimar pérdidas económicas.

5.4 Análisis de las manchas de inundación

En la Tabla 5.5 se muestran las profundidades máximas en las planicies, obtenidas para cada mapa de inundación generado, correspondientes a los diferentes periodos de retorno.

Creciente		Profundidad Máxima (m)
Simples	25	1,70
	50	2,60
	100	3,40
	500	3,40
	1000	4,00
	CMP8	5,00
	CMP10	5,00
Complejas	100	3,50
	500	4,80
	1000	5,20
	CMP8	5,80
	CMP10	5,80

Tabla 5.5 Profundidades máximas por periodo de retorno

Fuente: Elaboración propia (2015)

Se observa que para crecientes complejas se obtendrán mayores niveles de profundidad a lo largo del cauce, esto debido a las diferencias en términos de volúmenes de escurrimiento que existen entre el tipo de creciente, los cuales se encuentran establecidos en la Tabla 5.4. Por otra parte y haciendo referencia nuevamente a la Tabla mencionada se observa que aun cuando los caudales máximos para la creciente máxima probable (8-10) son inferiores a la crecientes sencilla TR=1000, ocasionan mayor volumen total que esta última, generando a su vez manchas de inundación que abarcan áreas mayores. En estos términos no se podría asociar los niveles de profundidad observados a caudales máximos, sino a volúmenes escurridos.

6. ESTUDIO DE CONSECUENCIAS Y RIESGO APLICADO AL SISTEMA HIDRAULICO TURIMIQUIRE

En un análisis de riesgo hidrológico, el estudio de consecuencias producto de una creciente, debe ser realizado tomando en consideración dos (2) aspectos importantes: pérdidas de vidas expresado en la cantidad de personas fallecidas por el evento, y pérdidas económicas expresado como el costo generado por el evento, es decir, daños en infraestructuras, zonas agrícolas, zona industrial, enseres, entre otros.

Los valores obtenidos en un análisis de consecuencias no son absolutamente precisos pero sí se consideran reales debido a que permiten realizar una estimación de acuerdo a su magnitud de cuáles deberían ser las zonas pobladas que deben ser atendidas con mayor rapidez debido a la cantidad de personas que pueden quedar expuestas; también cuáles serán las zonas que requieran mayor atención por las consecuencias económicas que puede generar el evento.

La estimación de pérdidas económicas es una empresa difícil de realizar tanto por la variabilidad de las edificaciones, terrenos e industrias dispersas a lo largo del río, como por la inestabilidad de los costos en nuestro país con elevada inflación. Debido a ello, es necesario acotar que los valores deben ser tomados como referenciales; es decir, los órdenes de magnitud de cada zona se espera se mantengan y la mayor o menor consecuencia se conservará así como la relación de magnitudes entre ellas.

Finalmente, y para que se pueda hacer un análisis comparativos entre diversos análisis de riesgo relacionados con otras amenazas, se procede a mantener los costos establecidos en el Trabajo Especial de Grado de Gomes & Puga³.

³ Gomes, T. y Puga, G. “Análisis de riesgo de la zona aguas abajo del embalse Ing. Armando Michelangelli – Turimiquire, aplicando la metodología SPANCOLD, año 2012”, 2014

El presente estudio hace una estimación de las consecuencias de pérdidas de vidas y pérdidas económicas producto de los hidrogramas descargados a través de las obras de alivio del embalse Turimiquire como resultado del tránsito a través del Sistema de un evento hidrológico extraordinario (crecientes extremas).

6.1 Estimación de Pérdidas de Vidas

Para estimar la pérdida de vidas a lo largo del área de influencia del río Neverí es necesario conocer primero la distribución y cantidad (densidad) de habitantes que hay en cada sector poblado, definir los métodos que nos ayuden a la cuantificación de las personas afectadas y, posteriormente, reunir estos conceptos con los niveles de inundación definidos en el Capítulo previo para obtener un orden de magnitud de la pérdida de vidas como consecuencia de cada evento hidrológico analizado.

6.1.1 Estimación de las poblaciones del valle aguas abajo del embalse Turimiquire.

De acuerdo a la metodología propuesta por Graham (1999)⁴, para la estimación de pérdidas de vidas como consecuencia de una creciente se realiza una delimitación de cuáles son las poblaciones que se pueden ver afectadas por el evento; se considera que toda población ubicada en el área de inundación se encuentra en riesgo, sin tomar en cuenta los procesos de evacuación.

a) Información consultada:

Para establecer las áreas que pudieran verse afectadas se procede, en primera instancia a la identificación de los centros poblados, a su jerarquización (caserío, pueblo, ciudad o conglomerado urbano) y a la asignación del número de habitantes que allí hacen vida.

En el trabajo realizado por Gomes y Puga⁵, de análisis de riesgo relativo al rompimiento de presa fueron ubicadas todas las áreas pobladas a lo largo del río Neverí. A fines de unificar la

⁴ Graham, W., (1999). *A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure*. Colorado: Dam Safety Office (USBR).

⁵Ídem, 2014

información y poder comparar los resultados obtenidos se hizo uso de esta información ya procesada.

Posteriormente, y adoptando las estimaciones del Instituto Nacional de Estadística (INE) relativas a la población de cada una de estas áreas y complementadas con otras estimaciones de crecimiento demográfico obtenidas por Bárcenas y Cañas⁶, se procedió a establecer el número de habitantes en cada sector y calculando para ello densidades en función del área total que ocupa cada centro poblado, a excepción de la zona urbana de Barcelona – Guanta – Puerto La Cruz – Lecherías, la cual, debido a su extensión se contaba con información a nivel municipal.

b) Proyecciones Demográficas de los Centros Poblados.

En base al tiempo transcurrido desde el último censo realizado en el año 2011 hasta la actualidad, se realizó la estimación de la población que se puede ver afectada producto de la creciente, metodología ejecutada en el estudio antes mencionado de Bárcenas y Cañas⁷ y cuyos resultados se resumen a continuación:

Tabla 6.1 Tasa de crecimiento calculada en base al censo del año 2011 y las proyecciones para el año 2015 de los municipios Sucre (Edo. Sucre), Juan Antonio Sotillo y Simón Bolívar (Edo Anzoátegui).

Municipio	Población Censo 2011	Población Proyectada 2015	Tasa de crecimiento a nivel municipal 2011-2015 (%)
Sucre	358.919	366.636	2,15%
Juan Antonio Sotillo	244.728	250.724	2,45%
Simón Bolívar	421.424	431.749	2,45%

Fuente: INE - Elaboración propia (2015)

⁶Bárcenas y Cañas “Análisis del riesgo de pérdida de función del Sistema Turimiquire basado en rendimientos del río Neverí y crecimiento del área de influencia”, 2015

⁷Ídem, 2015

Tabla 6.2 Proyecciones de Población para el año 2015 a nivel de centros poblados (cálculos en base al censo del año 2011 y las tasas de crecimiento previamente calculadas a nivel municipal en la Tabla 6.1)

Entidad Federal	Municipio	Parroquia	Centro Poblado	Población Censo 2011 (INE) (Hab)	Población Proyectada 2015 (Hab)	Coordenadas (REGVEN WGS84 20P)	
						Este	Norte
Sucre	Sucre	Gran Mariscal	Algarrobos, Los	146	149	357.068	1.124.529
			Cruz de Agua	573	585	355.836	1.124.628
			Piñantal	284	290	353.384	1.124.490
			Quebrada Negra	71	73	351.753	1.123.898
			Alcabala, La	51	52	351.076	1.125.437
			Pardillo, El	82	84	348.597	1.125.666
			Ceiba, La	4	4	346.228	1.125.513
			Paraparo II	63	64	344.150	1.125.658
			Maco, El - Vega Grande (F)	1543	1576	345.661	1.125.537
Anzoátegui	Juan Antonio Sotillo	Pozuelos	San Diego	4625	4738	327.531	1.118.238
	S. Bolívar	San Cristóbal	Cambural	51	52	331.045	1.122.250
		Bergantín	Boquerón o Guácharo	3	3	330.073	1.122.062
		Naricual	Aragüita - Tabera - Los Aguacates	3007	3081	327.909	1.114.779

Entidad Federal	Municipio	Parroquia	Centro Poblado	Población Censo 2011 (INE) (Hab)	Población Proyectada 2015 (Hab)	Coordenadas (REGVEN WGS84 20P)	
						Este	Norte
			Naricual (Capital)	12265	12565	324.933	1.114.344
		San Cristóbal	Botalón - Campo Alegre (F)	561	575	321.666	1.114.916

Fuente: INE - Elaboración propia (2015).

c) Densidades Poblacionales de la Zona Urbana.

El número de habitantes estimado para el área urbana que podría verse afectada producto de la creciente, se realizó mediante el uso de densidades poblacionales (hab/km²), las cuales fueron calculadas como la relación entre el número de habitantes de cada municipio, proyectados para el año 2015 y sus respectivas superficies (km²).

Tabla 6.3 Densidad Poblacional de la zona urbana de interés a nivel de municipios (Calculados en base a superficies y proyecciones para el año 2015)

Municipios	Superficie (km ²)	Población Proyectada 2015 (INE)	Densidad (hab/km ²)
Juan Antonio Sotillo	244	250724	1028
Diego Bautista Urbaneja	12	38756	3230
Guanta	67	31648	472
Simón Bolívar	1706	431749	253

Fuente: INE - Elaboración propia (2015)

6.1.2 Determinación de tasas para estimar la pérdida de vidas

a) Determinación de la Severidad de la Inundación

Graham (1999) hace referencia a la cuantía de destrucción de las edificaciones y los refugios y hace una clasificación de la severidad en tres (3) categorías: alta, media y baja; siendo alta cuando las edificaciones sufren daños que son capaces de ocasionar la muerte de la mayoría de las personas, media cuando las edificaciones sufren daños, en especial las casas, sin embargo las mismas pueden ser utilizadas como refugio, y baja cuando las edificaciones tienen daños superficiales.

La obtención de los resultados reflejados en la Tabla 6.4, se realizó en función de la profundidad máxima de los mapas de inundación generados producto de la simulación de diferentes crecientes.

Tabla 6.4 Rango de Valores de Profundidad Máxima para asignación de Severidad de Inundación

Severidad de la inundación	Profundidad máx. de agua alcanzada por la inundación (metros)
Baja	0 – 3
Media	3 – 6
Alta	> 6

Fuente: (Gomes, T. y Puga. G.; 2014)

b) Estimación del tiempo de Aviso

Una de las prácticas que tienen mayor éxito en la preservación de la vida humana ante eventos y otros que pudieran ser anticipados por algún parámetro medible, es la denominada “Alerta Temprana”. Esta práctica requiere la identificación de un elemento, condición o parámetro que, como consecuencia de experiencias pasadas o análisis teóricos específicos, permite identificar un proceso de falla ya sea que éste se encuentre en desarrollo o que sea muy probable su ocurrencia en el corto plazo.

De ser posible la identificación de este parámetro, se procede a generar un protocolo de actuación que implica el monitoreo constante del parámetro, la definición de condiciones de estabilidad, prevención, alerta, peligro y emergencia quienes usualmente se asocian a los colores azul, verde, amarillo, naranja y rojo, respectivamente.

La condición de Alerta Temprana se logra cuando, una vez monitoreado el parámetro en estudio se procede a alertar a la población la ocurrencia (probable o en progreso) de un evento que puede poner en peligro sus vidas o sus pertenencias. Como consecuencia de esta Alerta Temprana cada poblador, basado en el nivel de conocimiento que tenga del evento, tendrá la posibilidad de reaccionar con antelación y proteger su vida y la de todo aquello que considere de mayor valor.

Es por ello que el tiempo de aviso y la adecuada selección del parámetro a evaluar son de suma importancia y, de acuerdo a la Metodología de Graham que se explica a continuación, es posible la significativa reducción de pérdidas humanas.

En el presente caso en particular, el parámetro que se debe monitorear de manera constante es el nivel del embalse, toda vez que, ante la ausencia de estaciones fluviométricas en las cabeceras del embalse, se pueda establecer descargas, a través del aliviadero, que comprometan la seguridad de las personas aguas abajo del embalse.

En cuanto al tiempo de aviso, que se define como la diferencia de tiempo entre que se genera el aviso hasta que llega la onda de inundación a una determinada población, constituyendo entonces como el indicador del tiempo disponible para desalojar.

En eventos hidrológicos ocurridos y modelados en el Sistema Turimiquire, se puede observar que gracias a la gran longitud de cauce y el bajo nivel de áreas afectadas por el desarrollo urbano, se cuenta con tiempos relativamente altos que permiten la mitigación de las consecuencias de este impulso.

Análisis cuantitativos del movimiento de la orden de creciente a lo largo del río Neverí indican que la misma se desplaza a una velocidad que varía entre 1,40 y 1.90 m/s, de lo cual se infiere que el tiempo de aviso disponible supera las ocho (8) horas.

Es importante destacar que no fueron asignados tiempos de aviso para los poblados aguas abajo del embalse, más cercanos al sitio de presa y esto es debido a que en ninguno de los casos estudiados se observó inundación en estas zonas.

Esta Alerta Temprana (Aviso) sólo se podrá efectuar si se mantiene una observación continua del Nivel del Embalse, toda vez que éste, indirectamente, mide el caudal evacuado hacia aguas abajo y su verdadero potencial.

Haciendo un análisis de los niveles obtenidos por el tránsito de crecientes de diversa frecuencia en el embalse y de los caudales máximos aliviados hacia el río incluyendo las consecuencias que de él se derivan, permiten justificar una primera recomendación sobre las actuaciones a desarrollar en caso de la ocurrencia de descargas por el aliviadero; son éstas:

1. Prevención: Niveles por encima de la Cota 329,00 msnm
2. Alerta: Niveles por encima de la Cota 329,50 msnm
3. Peligro: Niveles por encima de la Cota 330,60 msnm
4. Emergencia: Niveles por encima de la Cota 331,00 msnm

c) Definición de la Severidad de la Inundación

Depende del tipo de alerta emitido, tiempo de aviso de la misma, escenario de falla y la manera en que la población entienda dicha alerta. De acuerdo a Graham (1999), se clasifica el entendimiento en dos (2) categorías: cuando los habitantes no comprenden la magnitud del evento o no han observado la alerta de la inundación a través de los medios de comunicación; y cuando los habitantes comprenden la magnitud de la inundación.

d) Selección de las Tasas de Mortalidad

La Tabla 6.5 que contiene las tasas de mortalidad seleccionadas en base a la severidad de la inundación, número de habitantes y tiempo de aviso fue extraída del estudio de Gomes y Puga⁸, en el cual los autores hicieron uso de los valores propuestos por Graham (1999)⁹ que se

⁸ Ídem 2014

presentan en la Tabla 2.1 del Capítulo 2, efectuando algunos ajustes de dichos valores para ciertas zonas ya que el área en estudio resulta ser muy plana y las posibilidades de huir ante un evento, aun cuando exista una buena alerta se dificultan debido a las grandes extensiones llanas, siempre tomando en cuenta simultáneamente el rango de profundidades máximas que allí pueden ocurrir.

Tabla 6.5 Asignación de tasas de mortalidad

Severidad de la inundación	Rango de profundidades (m)		Tiempo de aviso (min)		
			Sin Aviso	15 - 60	> 60
			Recorrido de la onda de creciente (Km)		
			< 20	20 - 35	> 35
Baja	0,00	0,50	0,0083	0,0000	0,0000
	0,50	1,00	0,0150	0,0117	0,0083
	1,00	1,50	0,0180	0,0165	0,0150
	1,50	2,00	0,0220	0,0200	0,0180
	2,00	2,50	0,0300	0,0260	0,0220
	2,50	3,00	0,0350	0,0325	0,0300
Media	3,00	3,50	0,0830	0,0590	0,0350
	3,50	4,00	0,1370	0,1100	0,0830
	4,00	4,50	0,1900	0,1635	0,1370
	4,50	5,00	0,2430	0,2165	0,1900
	5,00	5,50	0,3000	0,2715	0,2430
	5,50	6,00	0,3500	0,3250	0,3000
Alta	6,00	8,00	0,5000	0,4250	0,3500
	8,00	10,00	0,7500	0,6250	0,5000
	10,00	12,00	0,9000	0,8250	0,7500
	12,00	> 12,00	1,0000	0,9500	0,9000

Fuente: (Gomes, T. y Puga, G.; 2014)

⁹ Graham, W., (1999). *A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure*. Colorado: Dam Safety Office (USBR).

6.1.3 Cálculos de Pérdidas de Vidas

El cálculo de pérdidas de vidas, se realiza como el producto entre las tasas de mortalidad seleccionadas y el número de habitantes de cada centro poblado y centro urbano afectado. Dicho proceso se realiza para todos los posibles casos de inundación de acuerdo a los períodos de retorno seleccionados en función de las profundidades máximas que se obtuvo en cada poblado. La Tabla 6.6 muestra un ejemplo de cálculo de pérdida de vidas a lo largo del río Neverí y en el Anexo N° 7 se incluye los cálculos para el resto de los eventos analizados.

Tabla 6.6 Cálculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de Tr 500 años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			500 años		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			500 años		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guácharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	1,40	Baja	Vago	0,015	72
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	1,40	Baja	Vago	0,015	47
Naricual (Capital)	2,00	Baja	Vago	0,022	277
Botalón - Campo Alegre (F)	3,40	Media	Vago	0,035	21

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Área inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	8,5220	2157	1,6	Baja	Vago	0,018	39
Diego Bautista Urbaneja	0,1582	511	0,55	Baja	Vago	0,0083	5
Total Víctimas Mortales de la Inundación						461	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

6.2. Estimación de Consecuencias Económicas

6.2.1 Estimación Daños Directos

Las consecuencias económicas directas se consideran como las ocasionadas por la llegada de la inundación que genera el paso del hidrograma de crecientes bajo análisis. Estas pueden ser afectaciones a viviendas, edificaciones, agricultura, industrias, entre otros.

a) Determinación de los usos del suelo. Estimación del Valor del Uso del Suelo

Para efectos del presente trabajo se hizo uso de los planos, imágenes y estimaciones realizadas en el estudio mencionado anteriormente¹⁰, donde los usos del suelo de las zonas aguas abajo del embalse Turimiquire que podrían verse afectados producto de la inundación se clasificaron en zonas agrícolas, industriales y viviendas con la utilización de mapas de vegetación y uso del Plan de Conservación de la Cuenca Alta y Media del Río Neverí (MARN, 2001) para las zonas aguas abajo e imágenes obtenidas del programa Google Earth para el área urbana.

Por otra parte los valores correspondientes a los costos se obtuvieron estableciendo costos unitarios de afectación del suelo según vocación de uso tomando como punto de partida órdenes de magnitud de estudios similares en otras áreas.

b) Aplicación de una curva Profundidad – Daños a los Costos del Uso del Suelo

Según SPANCOLD (21012) estas curvas se pueden utilizar para cada uno de los usos del suelo, sin embargo destaca que las mismas no han sido obtenidas de forma genérica o no existen para diferentes zonas o países. Para efectos de aplicar la metodología descrita para la realización del presente trabajo se trabajó con las curvas Profundidad – Daños para diferentes usos del suelo de Alemania, tomada de la guía técnica N° 8 del SPANCOLD (2012), presentada en el Gráfico 2.1 del Capítulo 2.

Para la aplicación de dichas curvas se tomó las áreas dentro de cada uso de los suelos que sufrieron inundaciones con diferentes rangos de profundidad de agua, posteriormente se totalizaron las pérdidas respecto a cada uso del suelo para toda la zona inundada.

¹⁰ Ídem, 2014

6.2.2 Cálculo de consecuencias económicas según los usos del suelo

Para la determinación de las consecuencias económicas directas se multiplicó el área afectada (km^2) de acuerdo a la profundidad máxima obtenida por el valor (costo) del uso del suelo, expresado en miles de dólares por kilómetro cuadrado (MUSD/km^2) y por el grado de destrucción el cual queda definido dentro de las curvas de Profundidad – Daños.

A continuación en la Tabla 6.7, se muestran los costos de acuerdo a las manchas de inundación obtenidas para los hidrogramas de salida arrojados por el modelo de simulación HEC – RAS asociados a diferentes periodos de retorno.

Tabla 6.7 Calculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para uno de los periodos de retorno.

Crecientes extremas sencillas					
Periodo de retorno			50 años		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (km^2)	Costo del uso del suelo (MUSD/m^2)	Costos (MUSD/m^2 2015)
Zona Agrícola	1,7	0,32	5,84	120	224,1
Viviendas	0,8	0,19	0,47	3.000	269,9
Zona Industrial	0,5	0,10	0,23	1.500	34,6
Aeropuerto	1,2	0,13	0,60	40	3,1
Total					531,8

Fuente: Elaboración propia (2015)

6.2.3 Estimación de Daños Indirectos

De igual manera que para la estimación de Daños Directos, la información utilizada para esta estimación fue tomada del estudio realizado por Gomes y Puga¹¹; donde los costos indirectos fueron calculados como un porcentaje del costo directo (entre 0% y 55%), tomando en cuenta las condiciones de la zona y tiempo de afectación. Ver Tabla 6.8.

¹¹ Ídem, 2014

Tabla 6.8 Calculado detallado de los costos Directos e Indirectos para eventos de crecientes extremas sencillas para uno de los periodos de retorno.

	Costos Directos (MUSD/m ²)	Costos Indirectos (MUSD/m ²)
Tr = 50 años	531,8	265,9

Fuente: Elaboración propia (2015)

- Estimación de periodo de retorno correspondiente a Creciente Máxima Probable

A fines de estimar las pérdidas de vida y pérdidas económicas referentes a las consecuencias aguas abajo del embalse Turimiquire, fue necesario realizar un ajuste de probabilidades teórica a los volúmenes totales generados con el modelo HEC – HMS; según se muestra en el Gráfico 6.1, pudiéndose así estimar los periodos de retorno asociados a los volúmenes máximos de los dos escenarios de crecida máxima probable (CMP). Ver Tabla 6.9.

Tabla 6.9 Estimación periodo de retorno para Creciente Máxima Probable

	Periodo de retorno (años)	Volumen (Hm ³)	Probabilidad de ocurrencia
Sencillas	2.33	7.79	0.4292
	5	15.48	0.2000
	10	22.79	0.1000
	25	32.90	0.0400
	50	40.87	0.0200
	100	49.06	0.0100
	500	68.85	0.0020
	1000	77.60	0.0010
	CMP (8) (28809)	115.37	0.000035
	CMP (10) (28809)	115.37	0.000035
Complejas	100	116.91	0.01
	500	228.78	0.002

	1000	256.39	0.001
	CMP (8) (5579)	369.58	0.00018
	CMP (10) (5614)	369.97	0.00018

Fuente: Elaboración propia

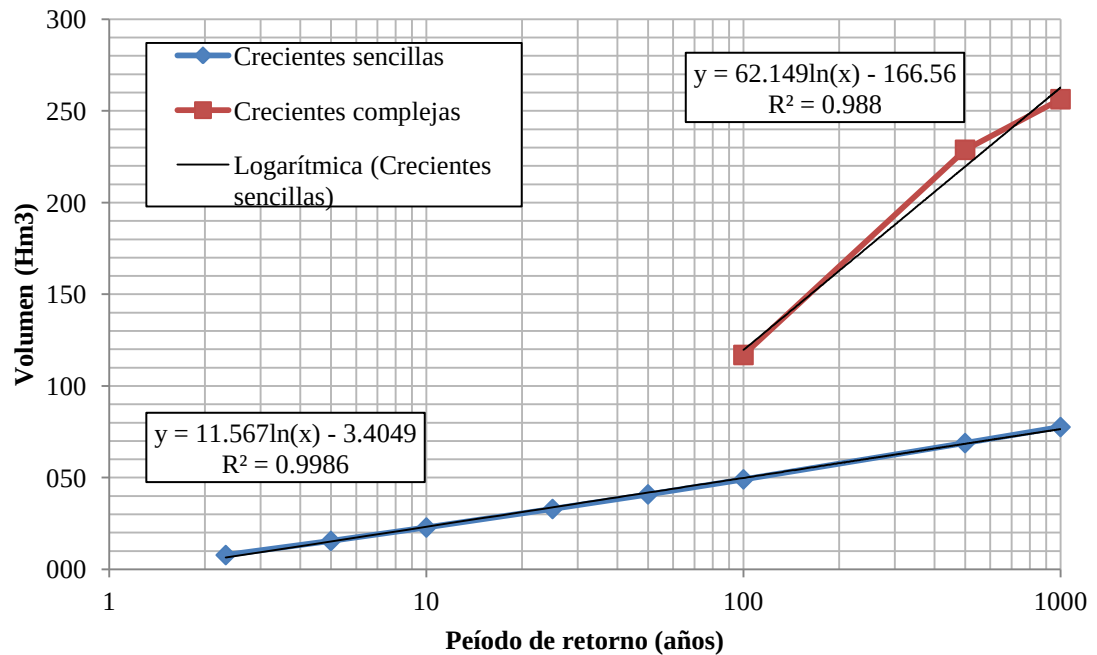


Gráfico 6.1 Distribución Gumbel

Fuente: Elaboración propia (2015)

A continuación se presenta la Tabla 6.10, donde se presentan las pérdidas económicas directas e indirectas, asociadas a los diferentes eventos estudiados.

Tabla 6.10 Costos directos e indirectos estimados para las crecientes sencillas y complejas asociadas a diferentes periodos de retorno

Crecientes extremas sencillas			
Periodo de retorno (años)	Perdidas económicas directas (MUSD \$)	Perdidas económicas indirectas (MUSD \$)	Pérdidas totales (MUSD \$)
25	95,83	47,92	143,75
50	531,79	265,90	797,69
100	843,45	421,73	1265,18
500	1164,62	582,31	1746,93
1000	1335,97	667,99	2003,96
CMP (8)	1793,65	896,83	2690,48
CMP (10)	1823,80	911,90	2735,70
Crecientes extremas complejas			
Periodo de retorno (años)	Perdidas económicas directas (MUSD \$)	Perdidas económicas indirectas (MUSD \$)	Pérdidas totales (MUSD \$)
100	1354,00	677,00	2031,01
500	1743,42	871,71	2615,13
1000	2173,12	1086,56	3259,68
CMP (8)	3519,31	1759,66	5278,97
CMP (10)	3519,31	1759,66	5278,97

Fuente: Elaboración propia (2015)

6.3 Cálculo de Riesgos

Para efectos del presente trabajo se evaluó el riesgo en función de las consecuencias estimadas producto de una creciente asociada a periodos de retorno, la Tabla 6.11 muestra la relación existente entre la probabilidad de ocurrencia y las consecuencias económicas como de pérdidas de vida producto de crecientes máximas.

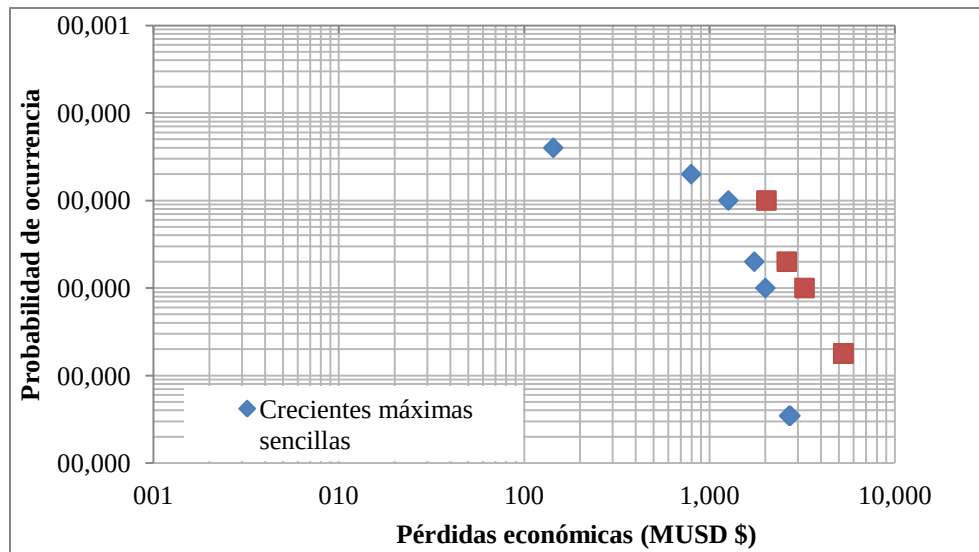
Tabla 6.11 Relación Probabilidad - Consecuencias producto de crecientes máximas

	Evento					
	Crecientes máximas sencillas			Crecientes máximas complejas		
	Pérdidas					
Periodo de retorno (años)	Probabilidad de ocurrencia	Vidas (personas)	Económicas (MUSD \$)	Probabilidad de ocurrencia	Vidas (personas)	Económicas (MUSD \$)
25	0,0400	25	143,75	-	-	-
50	0,0200	53	797,69	-	-	-
100	0,0100	360	1265,18	0,01	453	2031,01
500	0,0020	461	1746,93	0,002	787	2615,13
1000	0,0010	594	2003,96	0,001	814	3259,68
CMP (8)	0,000035	1155	2690,48	0,000179244	2018	5278,97
CMP (10)	0,000035	1323	2735,70	0,000178126	2020	5278,97

Fuente: Elaboración propia (2015)

De acuerdo a lo propuesto por SPANCOLD (2012), se realizará una representación del riesgo a través de gráficos fN, los cuales realizan dicha acción mediante la combinación de los ejes del mismo; el eje vertical establecerá la probabilidad de ocurrencia, mientras que el eje horizontal representara las consecuencias. El valor asociado al riesgo será menor en la esquina inferior izquierda del gráfico y crece en dirección a la esquina superior derecha. Los Gráficos 6.2 y 6.3, muestran dicha representación gráfica para los casos de consecuencias económicas y pérdidas de vidas respectivamente.

Respecto a las consecuencias económicas, se tiene que la mayor cantidad de pérdidas se genera a medida que la probabilidad de ocurrencia de la creciente es menor; mientras que para las pérdidas de vida se cumple la misma relación.



debe a que se consideró que pérdidas económicas por encima de los 1000 MUSDS significaría un costo exagerado en términos de recuperación de áreas afectadas. En la Tabla 6.12 se establecen las condiciones para los niveles de agua en el embalse.

Tabla 6.12 Definición de condiciones para Niveles de Agua en el Embalse asociados a las diferentes crecientes

	Periodo de retorno (años)	Q _{máx.}	Q transitado	Nivel de agua en el embalse (msnm)	Condición	Pérdidas económicas
Crecientes máximas sencillas	25	1656,70	103,61	330,63	Tolerable	143,75
	50	2067,00	141,95	331,03	Tolerable	797,69
	100	2478,24	186,32	331,45	Inaceptable	1265,18
	500	3511,75	303,14	332,38	Inaceptable	1746,93
	1000	3963,34	361,06	332,78	Inaceptable	2003,96
	CMP (8)	3526,38	619,92	334,30	Inaceptable	2690,48
	CMP (10)	3580,87	626,80	334,34	Inaceptable	2735,70
Crecientes máximas complejas	100	2478,27	376,93	332,85	Inaceptable	2031,01
	500	3511,82	555,75	333,98	Inaceptable	2615,13
	1000	3963,42	643,38	334,49	Inaceptable	3259,68
	CMP (8)	3526,56	952,65	336,09	Inaceptable	5278,97
	CMP (10)	3580,97	964,21	336,15	Inaceptable	5278,97

Fuente: Elaboración propia (2015)

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se resumen los aspectos que durante desarrollo de este estudio se consideraron relevantes y que deben ser tomados en cuenta en futuras investigaciones en esta área.

7.1 Conclusiones:

- El registro histórico disponible de datos hidrometeorológicos en la cuenca es escasa y, prácticamente inexistente desde el momento en que el Sistema Turimiquire inicia sus operaciones y, en consecuencia, la precisión del estudio hidrológico se ve en cierta medida condicionada a esta situación.
- En la cuenca alta del río Neverí existe poca información relacionada a tipos y usos de suelo, información ésta imprescindible para hacer estimaciones precisas de la relación lluvia escurrimiento en el área.
- La respuesta hidrológica de la cuenca alta del río Neverí es rápida (entre 3 y 4 horas) razón por la cual es prácticamente imposible tomar previsiones adelantadas ante la ocurrencia de crecientes extraordinarias en el río.
- El estudio de crecientes complejas debe realizarse puesto que el registro de la creciente ocurrida en el año 1970 parece sugerir un evento de más de ocho (8) días con importantes registros intermedios.
- El Sistema Hidráulico Turimiquire es un excelente control de crecientes del río Neverí, toda vez que la atenuación que se logra en el tránsito de crecientes sencillas es superior al 90% y en el de crecientes complejas superior al 70%. Desde el punto de vista numérico, las crecientes de período de retorno de 1.000 años ven amortiguado su gasto máximo al equivalente a una creciente de frecuencia 2,33 años.

- Las obras de alivio previstas en el diseño original son capaces de manejar sin inconvenientes las crecientes extraordinarias sencillas del río Neverí para cualquier período de retorno.
- Las crecientes complejas relacionados con eventos de lluvia máxima probable (PMP) ponen en riesgo la Presa Las Canalitas por desbordamiento de la misma y, por ello, es necesaria la contribución de las obras de emergencia.
- Aunque en el tránsito de la crecida máxima probable compleja pudiera generar sobrevertido de la presa, con láminas de 9 y 15 cm, se considera que esta lámina no provocaría la falla de la presa.
- El tránsito de crecientes en el río Neverí de diversa frecuencia pone en evidencia que cuando los niveles del embalse superan la cota 330,50 msnm hay una gran probabilidad que el río desborde su cauce y existan inundaciones en el bajo y medio Neverí.
- Se puede lograr una mitigación importante en las consecuencias referidas a pérdidas de vidas y perdidas económicas utilizando elementos de alerta temprana.
- El retardo que se logra en la amortiguación de crecientes en el embalse permite el diseño de una rutina o protocolo que vincule la operación del embalse, la observación de sus niveles y el aviso o alerta temprana a las autoridades encargadas de proteger a la población de eventuales inundaciones producidas por el río Neverí.
- Crecientes frecuentes; es decir, con un período de retorno inferior a 10 años no generan inconvenientes por inundación a lo largo del río Neverí.
- Debido a la lejanía de los poblados, la forma del cauce y su poder de amortiguación el efecto de la onda de inundación se mitiga ampliamente y se minimiza la afectación aguas abajo.

7.2 Recomendaciones:

- Es necesaria la instalación de nuevas estaciones de tipo climatológicas e hidrológicas a lo largo del río Neverí y, especialmente, en su cuenca alta, además de la reactivación de las existentes que no se encuentren operativas.
- A fines de advertir a la población sobre las situaciones de riesgo, proteger y garantizar la vida de las personas es necesario implementar un sistema de alerta temprana para monitorear la posible ocurrencia de un evento.
- Es de suma importancia desarrollar e incorporar elementos que faciliten la supervisión de los elementos hidráulicos más importantes del Sistema Turimiquire de tal manera que facilite el desarrollo ulterior de actividades relacionadas con las actividades de prevención sugeridas anteriormente. Entre otras se podría mencionar la incorporación de sistemas de medición remota del nivel de aguas en el embalse, la sustitución de la regleta actual de medición de niveles en el aliviadero, etc.

BIBLIOGRAFIA

LIBROS, TESIS Y REVISTAS

Bárcenas, Y. y Cañas, K., (2015). *Análisis del riesgo de pérdida de función del Sistema Turimiquire basado en rendimientos del río Neverí y crecimiento del área de influencia*. 1st ed. Caracas, Venezuela: Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello.

Bolinaga, J. y colaboradores, (1997). *Drenaje Urbano*. Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS). Caracas, Venezuela.

Campos, D.F. *Procesos del Ciclo Hidrológico*. Editorial Universitaria Potosina. S.L.P., México, 1998.

Cárdenas, P., (2008). *Manual de cálculo hidrológico e hidráulico a emplearse en estructuras de paso en ríos*. Mérida, Venezuela: Trabajo Especial de Grado, Universidad de Los Andes.

C.G.R. Ingeniería. 2007. “*Estudio hidrológico del Río Cuira hasta el sitio de presa*”.

Chow Ven Te, Maidment D. *Hidrología Aplicada*. McGRAW – HILL INTERAMERICANA, S.A. Santafé de Bogotá, 2000.

Comité Internacional Español de Grandes Presas, (2012). *Análisis de Riesgos Aplicado a la Gestión de Seguridad de Presas y Embalses*. Guía Técnica de Explotación de Presas y Embalses N° 8. TOMO I. España.

Fattorelli, S.; Fernández, P. 2011. *Diseño Hidrológico*, Edición Digital. Zaragoza.

Gomes, T. y Puga, G., (2014). *Análisis de riesgo de la zona aguas abajo del Embalse “Ing. Armando Michelangelli - Turimiquire”*, aplicando la metodología SPANCOLD, año 2012. 1st ed. Caracas, Venezuela: Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello.

Graham, W., (1999). *A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure*. Colorado: Dam Safety Office (USBR).

Guzmán P. *Investigación sobre las magnitudes de las lluvias máximas probables en Venezuela*. Tesis de grado. Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica Andrés Bello. Caracas, 1991.

ICOLD, (1995). *Bulletin 99: Dam failures: statistical analysis*. International Commission on Large Dams - Committee on Dam Safety. Francia

Ing. Morales, R. y colaboradores.1988. *“I Taller Sobre Conservación de Cuencas para la Toma de Decisiones en el Turimiquire”*. Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. Maturín, Venezuela.

Ing. Velasco, N.1988. *“Embalse Turimiquire. Proyectos obras de Salida”*. INOS. Caracas, Venezuela.

INOS.1987. *“Sistema Turimiquire”*. Caracas, Venezuela.

Ministerio de Obras Públicas.1970. *“La Inundación de Barcelona y sus alrededores en Julio de 1970”*. Caracas, Venezuela.

Mosquera, N. y Lara, R., (2014). *Análisis de Vulnerabilidad del Sistema Hidráulico Turimiquire – Ing. Armando Michelangelli*. 1st ed. Caracas, Venezuela: Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello.

Pérez, D.; Suarez, L.; Personal Técnico del CIDIAT – ULA. 2007. “*Estudio de Operación del Embalse Turimiquire*”. CIDIAT – ULA. Mérida, Venezuela.

R.A. Stewart. *Dam risk management. In The ICOLD Lecture Proceedings. GeoEng 2000*. Balkema, 2000.

U.S. Army Corps Engineers, (2009). *HECGeo – RAS GIS Tools for Support of HEC – RAS Using ArcGIS “USER’S MANUAL”*.

U.S. Army Corps Engineers, (2010). *HEC – RAS “USER’S MANUAL”*.

U.S. Army Corps Engineers, (2009). *HECGeo – HMS GIS Tools for Support of HEC – HMS Using ArcGIS “USER’S MANUAL”*.

U.S. Army Corps Engineers, (2010). *HEC – HMS “USER’S MANUAL”*.

PAGINAS WEB

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (2015). *Datos hidrometeorológicos, búsqueda en un radio determinado*. [ONLINE] Disponible en:
<http://www.inameh.gob.ve/>

ANEXO I

METODOLOGÍA SUGERIDA POR SPANCOLD

1. METODOLOGIA SUGERIDA POR SPANCOLD

1.1 Método sugerido por SPANCOLD

1.1.1 El Proceso de Análisis de Riesgo.

El primer paso para el análisis de riesgo consiste como en cualquier otro tipo de estudio en determinar su alcance, objetivos y plazos. No siempre es recomendable realizar un análisis de riesgo con un máximo nivel de detalle, existen ocasiones en las que un proceso iterativo resulta más eficiente donde al analizar por primera vez una presa o un grupo de presas con un bajo nivel de detalle se definen aquellos aspectos que deben ser estudiados a mayor profundidad. También se debe conformar el grupo de profesionales que formará parte del análisis.

En un Análisis de Riesgo es relevante el proceso de revisión del Archivo Técnico, ya que no se trata únicamente de la recopilación de información sino que la misma es discutida en sesiones de grupo; para este punto del análisis es posible que se necesiten estudios adicionales. Una vez consultada la información de la presa, se procede a una inspección de la misma para comprobar su estado actual e identificar posibles problemas en ella, dicha visita de campo culmina con una discusión sobre la situación actual de la presa.

Luego se procede a la identificación de modos de falla lo cual es un proceso que trata de identificar, describir y estructurar todas las posibles formas en que la presa puede llegar a fallar, sin restringirse a una lista predeterminada de comprobaciones; y establecerá el alcance y robustez del modelo de riesgo. Los puntos siguientes para un análisis de riesgo, consisten en la elaboración de un modelo de riesgo cuantitativo. La figura 1.1 muestra un esquema general del proceso de un análisis de riesgo.

1.1.2 Identificación y Caracterización de Modos de Falla

Un modo de falla se define como una secuencia de eventos que puede dar pie a un mal funcionamiento del sistema presa – embalse o una parte del mismo. Dependiendo del alcance

y objetivo del análisis, se puede limitar la definición de modo de fallo a aquellos que impliquen la pérdida de vidas humanas y daños de cualquier tipo (económicos, sobre la vida humana, etc.). El análisis de modos de fallo no se restringe únicamente a las estructuras de retención del embalse, sino que toma en cuenta a cualquier elemento incluido en el sistema presa – embalse.

1.1.3. Arquitectura del Modelo de Riesgo

Para la confección de un modelo de riesgo es importante definir su arquitectura, se debe decidir que variables serán incluidas en el modelo y cuáles van a ser sus relaciones. Los modelos de riesgo se representan mediante diagramas de influencia, estos son una representación conceptual de la lógica de un sistema y deben incluir las relaciones entre posibles eventos, estado del sistema o subsistemas, estado del entorno y consecuencias. Para estos diagramas cada variable es representada a través de un nodo y cada relación a través de un conector. A partir de los diagramas de influencia se construye el árbol de eventos en el cual son representadas todas las posibles cadenas de eventos que se pueden derivar de un evento inicial. (Figura 1.2)

De acuerdo a los modos de fallo que se hayan planteado, se debe realizar un modelo de riesgo para cada uno de los escenarios de solicitación que se vayan a estudiar. Dentro del diagrama de influencia del modelo de riesgo, se dividen los trabajos a realizar en tres grupos los cuales corresponden a los tres términos de la ecuación de riesgo:

- Trabajos correspondientes a la modelización de las solicitaciones.
- Trabajos correspondientes a la modelización de la respuesta del sistema.
- Trabajos correspondientes a la modelización de las consecuencias.

Para el presente estudio es de interés realizar un modelo de riesgo para un escenario de solicitación hidrológico, el cual se describe de la siguiente manera:

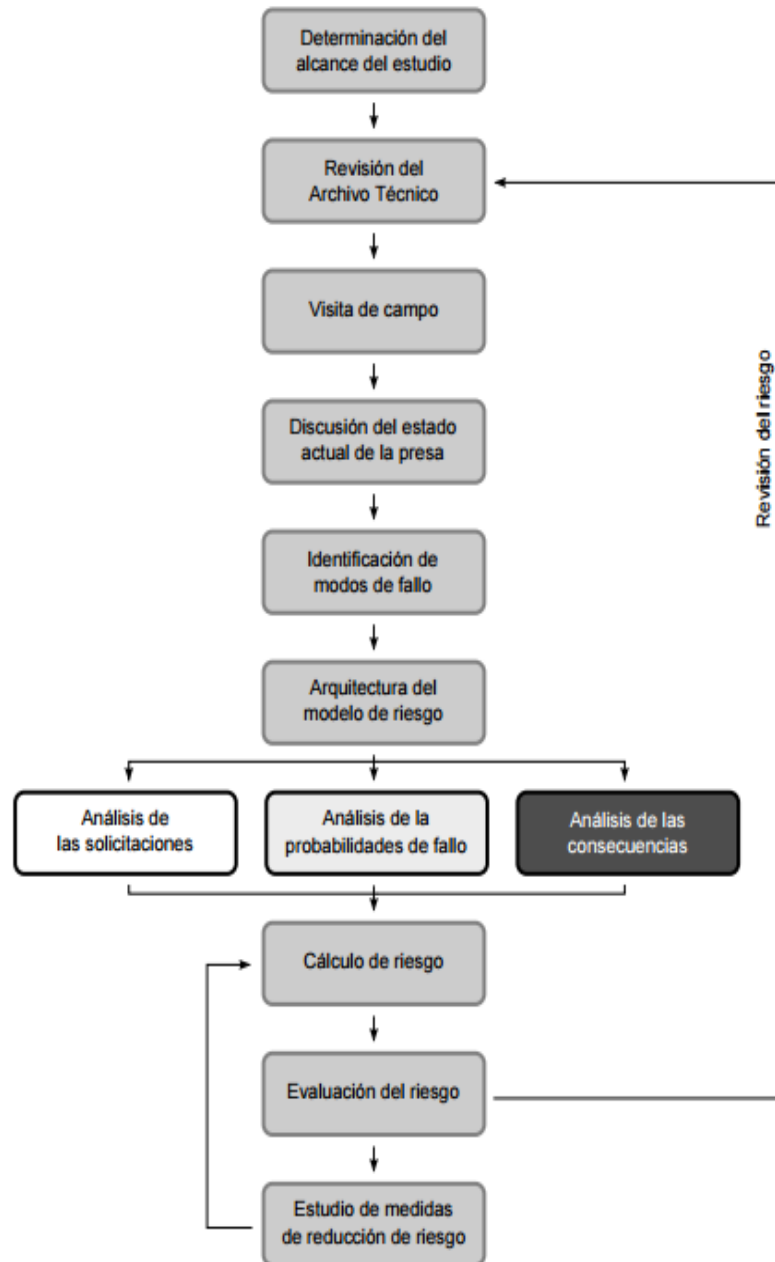


Figura 1.1 Esquema del proceso de Análisis de Riesgo
Fuente

Fuente: Elaboración propia (2015)

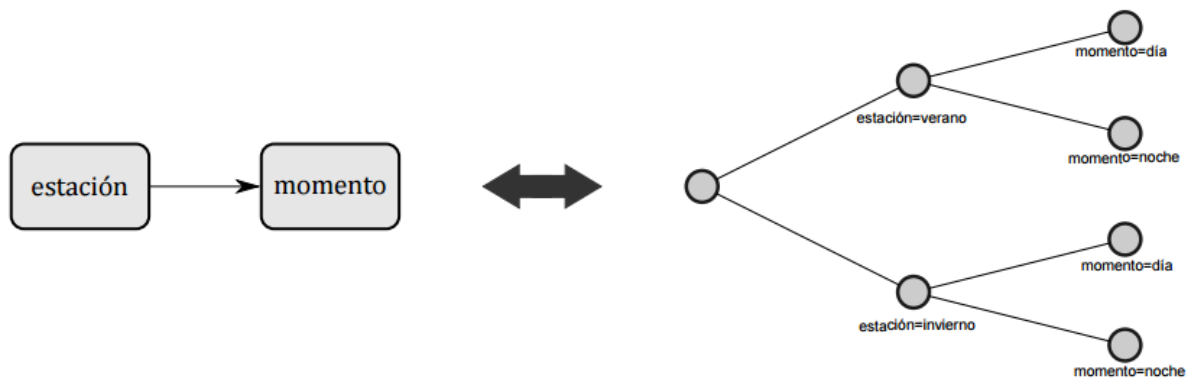


Figura 1.2 Correspondencia entre diagramas de influencia (izquierda) y árboles de eventos (derecha).

Fuente: SPANCOLD; 2012

En el primer nodo corresponde a la avenida entrante al embalse, es necesario un previo estudio hidrológico probabilístico, donde se obtenga la probabilidad anual de excedencia de las posibles avenidas; es posibles también agregar estudios hidrológicos estacionales.

El siguiente nodo representa el nivel del embalse en el momento anterior a la llegada de la avenida más grande por año; es posible no incorporar esta variable suponiendo que la presa se encuentra siempre en su Nivel Máximo de Operación (NMN), esto ofrecerá probabilidades de rotura mayores.

La fiabilidad de los órganos de desagüe es la probabilidad de que cuando venga una avenida se pueda o no hacer uso de los mismos. Este es un aspecto que es muy difícil de incluir en un cálculo de seguridad basado en coeficientes de seguridad, sin embargo es posible realizar estimaciones a partir de registros de operaciones, juicio de experto y árboles de fallo.

Los siguientes nodos (nivel máximo e hidrograma sin rotura) son obtenidos del estudio de tránsito de crecidas. Para cada posible combinación de nivel previo, avenida entrante y operatividad habrá que obtener estas variables. En función de los modos de fallo, será necesario en algunos casos calcular variables adicionales como lo es el tiempo de sobrevertido. Para el estudio de tránsito de crecidas es necesario contar con la curva del

embalse que relaciona cota y volumen, con las curvas de gasto de los órganos de desagüe y normas de gestión de avenidas.

De acuerdo a la estimación de consecuencias e hidrogramas de no rotura es necesario calcular también las consecuencias para poder obtener riesgos incrementales. En la Figura 1.3 se muestra el diagrama de influencia de un modelo de riesgo estándar para el escenario hidrológico mostrando los trabajos a realizar para caracterizar cada una de las variables.

1.1.4 Análisis de las solicitudes

Un modelo de riesgo parte de un evento inicial el cual provoca las cargas a las que es sometida la presa. Para el escenario hidrológico el evento a estudiar serán las avenidas, estas se pueden caracterizar mediante diferentes variables, sin embargo lo más común es hacerlo a través del caudal pico (Q_p). Además llevan asociada una frecuencia de ocurrencia, explicitada mediante su probabilidad anual de excedencia (probabilidad de que el caudal pico de la mayor avenida en un año cualquiera supere un determinado caudal Q) o su periodo de retorno.

- Estimación de los hidrogramas de avenida

La finalidad de un estudio hidrológico en un análisis de riesgo es poder obtener una serie de hidrogramas de avenida completos asociados a un periodo de retorno. Lo que significa que se deben conseguir tanto la forma como magnitud de los mismos (caudal máximo o volumen total). Para lograr dicho planteamiento, es válido cualquier método que arroje hidrogramas de entrada al embalse y sus correspondientes periodos de retorno.

En un Análisis de Riesgo es común trabajar con probabilidades anuales de excedencia del orden de 10^{-4} , 10^{-5} e incluso menos. La primera limitación en la extrapolación de la probabilidad de avenidas se presenta los datos y la longitud de los registros usados en el análisis. Cada análisis de riesgo puede necesitar de un rango de probabilidad anual de excedencia distinto, por lo que los procedimientos de análisis y fuentes de datos se deben seleccionar de acuerdo a los requerimientos del proyecto.

Por lo general los datos utilizados para calcular los hidrogramas se basan en registros de menos de 100 años de longitud. Existen varios tipos de fuentes de información:

- Datos de caudales.
- Datos climatológicos.
- Datos históricos.
- Datos de paleoavenidas.

A la hora de estimar avenidas severas creíbles resulta beneficioso combinar el uso de datos regionales de distintas fuentes, de esta manera los análisis que se basan en datos de precipitación, caudales y paleoavenidas regionales deberían ofrecer resultados más precisos en la caracterización de avenidas con baja probabilidad anual de excedencia.

1.1.5 Estudio de tránsito de avenidas

El estudio de tránsito de avenidas es necesario en un análisis de riesgo para analizar el escenario hidrológico. Tiene como objetivo conocer la respuesta del sistema presa – embalse ante las solicitaciones hidrológicas mediante el cálculo del régimen de caudales evacuados por la presa hacia aguas abajo en función del tiempo, dicha información proporciona datos para:

- Calcular las consecuencias aguas abajo de la presa debido a los desagües realizados en el caso de no rotura de la presa.
- Conocer las probabilidades de alcanzar ciertas cargas (nivel máximo en el embalse, posible sobrevertido, etc.), que servirán para cuantificar las probabilidades de fallo de la presa.

Por consiguiente, en un proceso de análisis de riesgo, el cálculo de tránsito de avenidas se integra en el análisis de las cargas y consecuencias.

Para el cálculo del tránsito de avenidas se plantea que para cada posible combinación de nivel previo, avenida entrante y operatividad de compuertas habrá que obtener estas variables. De acuerdo a los modos de fallo, en ciertos casos además del nivel máximo es necesario obtener alguna otra variable como el tiempo de sobrevertido. En relación al hidrograma de salida, por lo general se caracteriza por su caudal pico, aunque dependiendo de las características particulares de cada presa, se podrá caracterizar por otra u otras variables representativas.

Fuente: SPANCOLD; 2012

1.1.6 Estudio de consecuencias

Los daños que produce la inundación por lo general son muy elevados, generando graves consecuencias económicas y en algunos casos la pérdida de vidas, es por esto que es necesaria una cuantificación de los daños derivados de una rotura de presa que permita incluirlos en un análisis de riesgo. Las consecuencias se pueden clasificar de acuerdo al momento en que se producen y según la forma de valoración. Se pueden dividir en directas, las cuales son producidas directamente por el impacto de la inundación y son más visibles; e indirectas que se dan tras el impacto del evento y reflejan la interrupción de la economía y actividades de la zona. También se pueden dividir en tangibles o intangibles dependiendo de si las consecuencias pueden ser valoradas en términos económicos o no. La Tabla 1.1 muestra un resumen de la clasificación general de las consecuencias de una inundación

El análisis de consecuencias consta de tres pasos; estimación de caudales de rotura, estudio de inundación y estimación de consecuencias. Como objetivo principal se encuentra la obtención de una relación entre el hidrograma de salida de la presa y las consecuencias, ya que así se pueden relacionar con la situación analizada. En un modelo de riesgo las consecuencias serán estimadas para cada caso de estudio en dos ocasiones, para la hipótesis de fallo de presa y para la hipótesis de no fallo, obteniendo mediante su diferencia las consecuencias incrementales.

Las consecuencias se pueden introducir dentro del modelo de riesgo a través de curvas que las relacionen con alguna variable representativa de los hidrogramas de salida de la presa, dicha variable es el caudal máximo evacuado por la presa, el cual puede ser el caudal máximo para la estimación de las consecuencias en caso de no rotura o el caudal pico de rotura para la estimación de las consecuencias en el caso de roturas. Esta variable es clave para la definición de las características del hidrograma y para definir las características de inundación provocada, ya que caudales máximos generan grandes inundaciones, con mayores profundidades y por ende mayores costos.

Tabla 1.1 Clasificación general de las consecuencias de una

	Tangibles	Intangibles
Directos	Residencias Estructuras Vehículos Agricultura Infraestructuras y otras instalaciones públicas Interrupción de negocios en el área inundada Operaciones de rescate y evacuación Costes de limpieza Costes de reconstrucción de la presa	Fallecimientos Heridos Animales Servicios públicos y comunicaciones Pérdidas culturales e históricas Daños medioambientales
Indirectos	Daños para compañías fuera del área de inundación Sustitución de la producción a zonas fuera del área inundada Viviendas temporales para las personas evacuadas Daños al sistema de gestión de recursos hídricos Consecuencias sobre el sistema eléctrico	Daño al gobierno Trastorno social

Fuente: SPANCOLD; 2012

c) Estimación de consecuencias

La estimación de consecuencias tiene como base los hidrogramas de salida de la presa y los hidrogramas de rotura. A partir de dichos datos se genera una modelización hidráulica de la inundación para aplicar las diferentes metodologías de estimación de consecuencias (ver figura 1.4).

Las consecuencias se agrupan de la siguiente manera:

- Pérdida de vidas: estimación del número de víctimas producidas por la rotura de la presa. Las recomendaciones sobre tolerabilidad de riesgo dan un gran peso a este tipo de consecuencias.

- Consecuencias económicas: abarca las consecuencias económicas directas producidas por la onda de inundación, las consecuencias indirectas provocadas por la inundación y las pérdidas por inexistencia de la presa.
- Otras consecuencias: hace referencia a los daños que no se pueden incluir dentro de los económicos y la pérdida de vidas, estos corresponden a los daños medioambientales, daños al patrimonio histórico - cultural y los daños sociales. Estos daños son difíciles de cuantificar numéricamente y por ende difícil de integrarlos en un análisis cuantitativo, sin embargo es importante tenerlos en cuenta.

Los valores obtenidos permiten obtener las curvas de caudal ante consecuencias necesarias para la introducción de las mismas en el análisis de riesgos. Para la modelización hidráulica las características más importantes son el tiempo de llegada de la onda de inundación, velocidad máxima, calado máximo y el tiempo en el que se produce el mismo. Son útiles además datos de velocidad de incremento de niveles y duración de la inundación.

d) Obtención de curvas de consecuencias

Con la evaluación de consecuencias se busca obtener curvas que relacionen el hidrograma de salida de la presa con las consecuencias producidas, de manera tal que se puedan obtener los riesgos. Para asociar dichas variables se suele utilizar el caudal máximo desaguado para caracterizar la inundación, ya que los daños generados dependerán de dicho valor.

Se deben estudiar diferentes inundaciones, con diferentes caudales máximos de forma tal que se obtengan las consecuencias para cada inundación consiguiendo puntos (corresponden al número de inundaciones) de la curva que se quiere calcular. Entre mayor sea la cantidad de puntos calculados mejor definida quedara la curva más exactos serán los resultados de riesgo.

Las consecuencias se caracterizan por dos curvas, una que relacione el caudal con las consecuencias económicas y otra con la pérdida de vidas. Para la curva caudal – consecuencias económicas, los puntos se obtienen de la suma de las consecuencias económicas directas e indirectas, daños producto de la inexistencia de la presa y el costo de

reconstrucción de la misma. Para el caso de la curva caudal – pérdida de vidas, los puntos se obtienen aplicando la metodología de estimación de la pérdida de vidas

e) Metodología para la Estimación de Pérdidas de Vidas

La pérdida de vidas es una consecuencia que no puede ser estimada directamente en términos económicos. La estimación de las mismas se encuentra dentro de las consecuencias directas, ya que está producida directamente por la onda de inundación, sin embargo pueden ocurrir pérdidas de vidas indirectas que son generadas por la proliferación de enfermedades y falta de agua potable.

Los métodos para la estimación de vida arrojarán un valor indicativo de la magnitud de pérdida de vidas, más no un valor exacto ya que durante el proceso son muchas las variables que intervienen. La mayoría de las metodologías se basan en la asignación de una tasa de mortalidad al número de habitantes; estas tasas varían conforme al escenario de falla, característica de la inundación y tiempos de alerta de la inundación.

Entre las metodologías propuestas en SPANCOLD (2012) para la estimación de pérdidas de vidas se encuentra la de Graham (1999), la cual consiste en la aplicación de tasas de

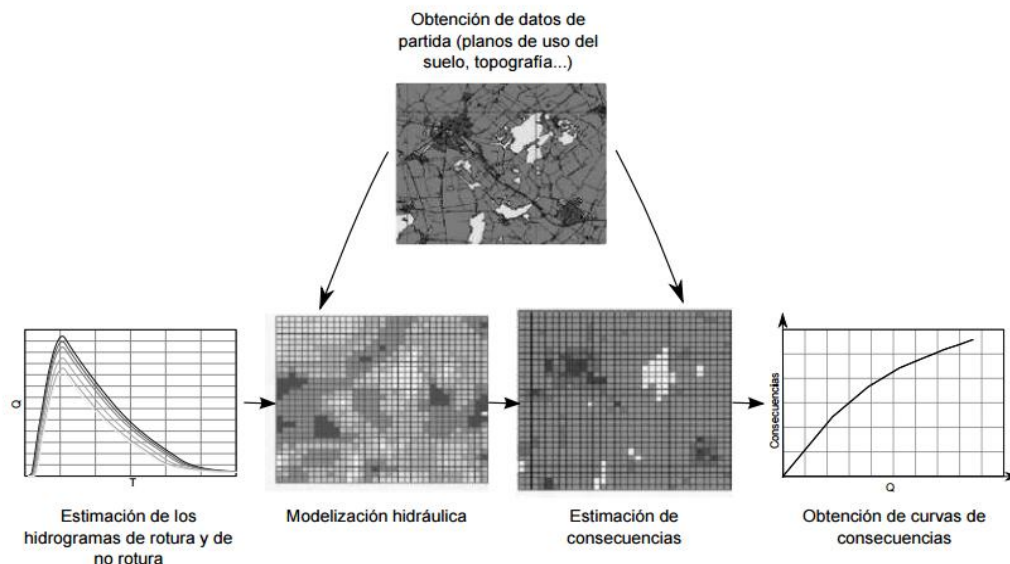


Figura 1.4 Procedimiento general para la estimación de consecuencias de inundación

Fuente: SPANCOLD; 2012

mortalidad a la cantidad de habitantes que se encuentren en un determinado lugar al momento de la inundación. Las tasas de mortalidad sugeridas por Graham (1999), que se muestran en la tabla x, dependen de tres (3) variables.

- Severidad de la inundación: hace referencia a la cuantía de destrucción de las edificaciones y refugios, por lo que depende del calado del agua.
- Tiempo de aviso: es el tiempo que transcurre desde que se genera la primera alerta a la población hasta que la inundación alcance a la misma. Por lo que se considera un indicador del tiempo disponible para evacuar y proteger a la población.
- Entendimiento de la severidad de la población: para incluir el conocimiento de la población de las consecuencias y su estado de alerta ante una posible inundación.

La metodología de Graham (1999) para la estimación de pérdidas de vida plantea los siguientes pasos:

1. Estimar la población que se encuentra en las viviendas o sectores de la misma en el momento de la inundación. Considera la población en riesgo como aquella que se encuentra en el área inundada, no toma en cuenta los procesos de evacuación. Para la estimación de variaciones en el área inundada al momento de la inundación, del número de habitantes se pueden obtener de datos de censo u otros estudios de población (flotante),

El método puede ser aplicado en diferentes grados de detalle, según el tamaño de la población en estudio, una estimación con un mayor grado de detalle estima las pérdidas de vidas de viviendas aisladas, mientras que una estimación con un bajo grado de detalle arroja las pérdidas de vida de zonas grandes para obtener aproximaciones del número de víctimas.

Tabla 1.2 Tasas para estimar la pérdida de vidas resultante de una inundación propuesta por Graham (1999).

Severidad de la inundación	Tiempo de aviso (minutos)	Entendimiento de la severidad	Tasa para estimar víctimas (fracción de las personas expuestas)	
			Valor sugerido	Rango sugerido
Alta	Sin aviso	No aplica	0.75	0.3-1.00
	15 a 60	Vago	* Utilizar los valores de arriba aplicados al número de personas que permanecen en la zona de inundación luego de ser avisadas. No se proporciona una guía para la estimación de ese grupo de personas.	
	Más de 60	Preciso		
Media	Sin aviso	No aplica	0.15	0.03-0.35
	15 a 60	Vago	0.04	0.01-0.08
		Preciso	0.02	0.005-0.04
	Más de 60	Vago	0.03	0.005-0.06
		Preciso	0.01	0.002-0.02
Baja	Sin aviso	No aplica	0.01	0-0.02
	15 a 60	Vago	0.007	0-0.015
		Preciso	0.002	0-0.004
	Más de 60	Vago	0.0003	0-0.0006
		Preciso	0.0002	0-0.0004

Fuente: SPANCOLD (2012)

6. Determinar la severidad de la inundación. El método de Graham la severidad de inundación se clasifica en tres categorías:
 - **Severidad alta:** cuando la onda de inundación provoca un grado de destrucción de manera tal que las edificaciones sufren daños que ocasionan la muerte de la mayoría de las personas que en ella se encuentran. Graham recomienda que se asigne este grado solo a aquellas poblaciones que se cercanas a la presa, donde la onda de inundación sea rápida y de calados grandes capaces de arrollar a las poblaciones.
 - **Severidad media:** cuando las edificaciones sufren daños importantes, haciendo énfasis en las casa, pero que todavía se mantienen sin muchos daños, es decir, edificaciones y árboles que pueden ser usados como refugio. Graham recomienda esta categoría para calados de 3 m de altura aproximadamente. La asignación de valores numéricos al

calado depende de variables como tipos de materiales de construcción de las edificaciones y altura de las mismas y para un mayor detalle de la asignación de dichos valores se recurre al parámetro DV.

$$DV = \frac{Qdf - Qm}{Wdf}$$

Dónde:

Qdf = Caudal máximo durante la inundación.

Qm = Caudal medio anual en la sección estudiada.

Wdf = Ancho máximo de la inundación.

Para valores de DV mayores a 4,6 m²/s se toman como una seguridad media.

- **Severidad baja:** cuando las edificaciones nos son destrazadas, y solo ocurren daños superficiales.
- 7. El tiempo de aviso es la segunda variable de la cual dependen las tasas de mortalidad de Graham. Se define como el tiempo que transcurre entre el aviso a la población en riesgo hasta que la onda de inundación llega hasta la misma; hace referencia también al tiempo que tendrán los habitantes para evacuar la zona o refugiarse. En la metodología de Graham el tiempo de aviso se clasifica en tres categorías:
 - **Aviso inexistente:** cuando el tiempo de aviso es menor a 15 min, no hay tiempo de que ocurra un aviso por parte de fuentes oficiales.
 - **Aviso insuficiente:** cuando el tiempo de aviso se encuentra entre 15 – 60 min. Durante este tiempo las fuentes oficiales emiten una advertencia de la onda de inundación, y la alerta se extiende por las cadenas de comunicación, sin embargo dicho tiempo es insuficiente para advertir a toda la población.
 - **Aviso suficiente:** cuando el tiempo de aviso es mayor a 60 min. En este caso se supone que la advertencia ha sido adecuada y la mayoría de las personas en riesgo tienen conocimiento de la aproximación de la onda.

En un análisis de riesgo detallado se estima el tiempo a partir del momento en que se avisa a la población y el momento en que llega la onda de inundación. Dicho tiempo depende de factores

como vigilancia, monitoreo, hora del día en que ocurre la falla, tipo del modo de falla y tipo de presa.

8. Precisar el entendimiento sobre la severidad de la inundación de cada población. Este factor depende de variables como el tipo de mensaje de alerta, el tiempo de aviso, escenario de falla y la manera en que la población entienda la alerta. Se agrupa en dos categorías:
 - Entendimiento vago: cuando los habitantes no comprenden la magnitud de la inundación o no han observado el evento a través de los medios de comunicación.
 - Entendimiento preciso: cuando los habitantes comprende la magnitud de la inundación
9. Como último paso, una vez que son conocidos el número de habitantes al momento de la llegada del evento, la severidad de la inundación, el tiempo de llegada de la ola y el entendimiento de la población, se deben seleccionar las tasas de mortalidad. Ya que existe la posibilidad de que las variables para seleccionar las tasas de mortalidad tiendan a ser severidades de inundación intermedias, se pueden seleccionar tasas de mortalidad intermedias.

f) Metodologías para la Estimación de Consecuencias Económicas

- **Estimación de Daños Directos.**

Según SPANCOLD (2012), las metodologías actuales para la estimación de las consecuencias constan de dos pasos:

3. Estimar el valor total del uso del suelo, es decir, definir cuáles serían los costos económicos si las construcciones y cultivos existentes sobre el suelo quedaran destruidos a causa de la inundación.
4. Aplicar a los costos antes mencionados una curva de profundidad – daños, la cual relaciona el calado máximo de la inundación con el gasto de destrucción asociado al mismo. De esta manera, multiplicando el grado de destrucción por los costos económicos de una destrucción máxima se obtienen las consecuencias económicas a causa de la inundación.

Por esto para la aplicación de esta metodología es necesario contar con los mapas de usos del suelo de la zona en estudio y los mapas de inundación que muestren el calado de cada punto.

Respecto a la estimación del valor del suelo, los costos se dependen del uso del mismo, son expresados por metro cuadrado y dependen de las características socio – económicas de la zona. No es común que se produzca una destrucción total del suelo, ya que por lo general persisten luego de la inundación edificaciones y estructuras. Es por esta razón que se habla de aplicar una curva profundidad – daños que permita predecir el grado de destrucción tras la inundación. Se hace uso de la profundidad ya que es el parámetro que mejor define las consecuencias que produce la inundación.

Se pueden emplear dichas curvas para distintos usos del suelo, ya que los daños en los cultivos tienen una distribución diferente a los daños en las viviendas. Las mismas pueden ser estimadas de forma sencilla de acuerdo a las características de los usos del suelo de la zona en estudio. En el área agrícola se pueden obtener conociendo las características de los cultivos predominantes, en el sector ganadero los daños son mayormente del 100% con profundidades mayores a 2 metros, en la industria dependen de las características de la industria local, maquinarias y edificaciones, para las viviendas el grado de destrucción depende en gran parte del tipo analizado, debido a que para un mismo calado el grado de destrucción será diferente entre una casa y un edificio; componentes como número de pisos o materiales de construcción son fundamentales para dicha estimación.

Por último, las consecuencias directas producto de la inundación, se obtienen multiplicando el valor del uso del suelo por el grado de destrucción (obtenido a partir de las curvas profundidad – daños (Gráfico 1.1). Al ser comparados el mapa de calados generados por la inundación con el uso del suelo y con las curvas calados – daños se obtienen los costes de inundación.

- Estimación de Daños Indirectos.

Los daños indirectos se relacionan con aquellas consecuencias económicas que son generadas directamente por la onda de inundación, es decir, efectos sobre la zona más allá del efecto del agua. También se incluyen en este tipo de consecuencias otros costos como el costo del alojamiento para los habitantes cuyas viviendas se vean afectadas por el evento o los costos de salvamento y estructuras de protección.

SPANCOLD (2012) plantea una metodología para realizar una aproximación de las consecuencias económicas producidas por el evento, ya que la estimación de los mismos resulta muy complicada. Los costos indirectos se pueden estimar como un porcentaje fijo de los costos directos, estos valores de porcentaje varían de acuerdo a los autores y la zona en estudio.

Pueden existir casos en los cuales aplicar dicho porcentaje fijo puede generar errores significativos ya que en magnitud los costos de consecuencias indirectas son mucho mayores que los costos de consecuencias directas. Cuando esto ocurre se sugiere un estudio con mayor detalle de los daños indirectos que se podrían generar, haciendo estudios de lo ocurrido en casos semejantes.

2.1.7 Cálculo de riesgo

El riesgo de cada rama del árbol de eventos es resultado del producto de su probabilidad por el valor de la variable que represente las consecuencias. La probabilidad de fallo y el riesgo total se puede obtener sumando los resultados de todas las ramas.

Una manera de representar el riesgo es mediante un gráfico fN (ver gráfico 1.2), el cual describe en el eje vertical la probabilidad de rotura (f) y en el eje horizontal las consecuencias (N), siendo el riesgo la dimensión que combina los dos ejes, es decir, sería menor en la esquina inferior izquierda y crecería en dirección a la esquina superior derecha. Las líneas diagonales en sentido ortogonal al descrito serían líneas de isorriesgo, por lo general se utiliza una escala doble logarítmica.

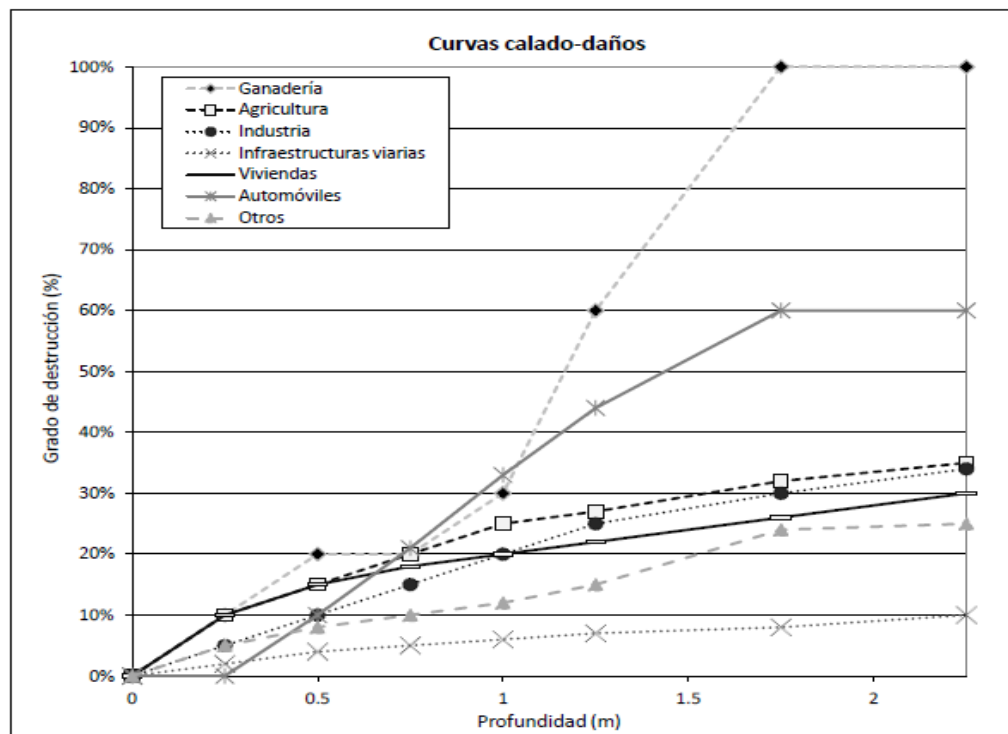


Gráfico 1.1 Curvas calado - daños para diferentes usos del suelo en Alemania.

Fuente: SPANCOLD; 2012

Estos gráficos se emplean para representar la probabilidad y consecuencia de todos los eventos posibles, o de todas las ramas de un árbol de eventos

El nivel de detalle (mayor o menor) dependerá del alcance del análisis, el mismo debe ser homogéneo entre las distintas partes del análisis, dedicando mayor énfasis en aquellas variables que vayan a influir más en el resultado final. Para distinguir cuales son dichas variables se recurre a un modelo sencillo y se realizan análisis de sensibilidad sobre las distintas variables.

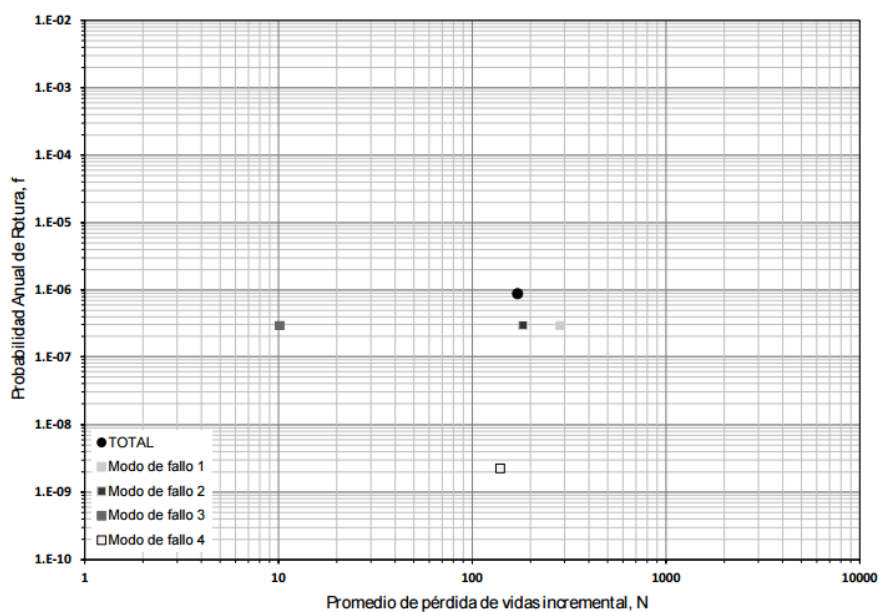


Gráfico 1.2 Ejemplo de gráfico fN.

Fuente: SPANCOLD; 2012

ANEXO 2
DATOS
(LLUVIAS, INTENSIDADES, HIETOGRAMAS)

2.1 Datos de intensidades disponibles por estaciones.

Tabla 2.1 Intensidades estación Bajo Negro

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1968	30,20	39,00	50,00	80,00	81,00	81,00	81,00	91,00
1969	24,90	32,00	39,00	50,00	50,00	50,00	50,00	51,00
1970	25,00	34,60	57,00	60,00	60,00	60,00	60,00	63,00
1971	21,50	30,60	45,00	73,00	75,00	76,00	76,00	95,00
1972	32,20	35,80	41,00	44,00	46,00	47,00	47,00	58,00
1973	23,40	39,70	81,00	121,00	121,00	121,00	121,00	121,00
1974	20,20	29,70	37,00	45,00	46,00	46,00	46,00	64,00
1975	36,20	44,50	51,00	52,00	52,00	52,00	52,00	64,00
1976	30,30	35,30	37,00	74,00	76,00	87,00	89,00	123,00
1977	42,00	59,80	78,00	91,00	92,00	93,00	93,00	103,00
1978	39,80	66,00	105,00	143,00	143,00	143,00	143,00	146,00
1979	26,80	40,00	46,00	73,00	73,00	73,00	73,00	73,00
1980	34,90	36,70	49,00	77,00	77,00	77,00	77,00	77,00

Fuente: INAMEH

Tabla 2.2 Intensidades estación El Guamal

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1970	8,1	11,7	12	12	12	12	12	12
1971	19,6	33,3	54	72	72	72	72	84
1972	33,7	43,1	62	91	100	101	101	101
1973	30	47,5	76	106	109	109	109	118
1974	18,8	36,6	50	65	74	75	75	83
1975	32,3	44,3	74	79	79	79	79	128
1976	29,1	43,7	58	75	93	95	95	95
1977	29,9	45,7	48	57	57	59	59	59
1978	16,1	21,4	26	30	30	30	30	34
1979	21,6	30,4	36	47	47	47	47	51
1980	10,2	19	29	33	34	34	34	34
1981	2,5	2,5	42	57	57	57	57	57
1982	-	-	-	-	-	-	-	-
1983	-	-	1	1	1	1	1	1

Fuente: INAMEH

Tabla 2.3 Intensidades estación Las Cunetas

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1961	-	-	32	44	44	44	44	45
1962	-	-	50	52	52	52	52	88
1963	-	-	60	76	76	76	76	93
1964	-	-	70	80	80	80	80	80
1965	-	-	28	40	46	47	47	76
1966	-	-	46	55	55	55	55	77
1967	-	26,1	31	48	56	57	57	57
1968	-	30,4	39	48	68	68	68	68
1969	20,1	36,8	56	56	57	57	57	75
1970	26,1	35,2	44	60	71	71	71	78
1971	20,6	38,8	48	55	56	56	56	63
1972	20,6	32,3	36	43	44	44	44	44
1973	28,2	38,4	42	49	52	52	52	71
1974	31,4	42	70	86	88	88	88	97
1975	28,4	39,1	58	68	75	76	76	76
1976	20,1	31,8	47	48	48	48	48	64
1977	26	38,7	58	76	76	76	76	76
1978	22,8	30,1	41	47	47	47	47	55
1979	14,8	25,4	43	57	62	62	62	62
1980	17,5	27,5	40	56	56	56	56	59
1981	11,4	17,6	19	23	23	23	23	23
1982	-	-	2	4	6	6	6	7
1983	-	-	1	1	1	1	1	2

Fuente: INAMEH

Tabla 2.4 Intensidades estación Sabana de Neverí

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1961	-	32,8	35	40	45	46	46	59
1962	-	-	-	-	-	-	-	-
1963	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	-	-	-	-	-	-	-
1965	-	-	53	79	109	110	110	116
1966	-	19,7	44	53	69	71	71	74
1967	-	32,8	36	47	47	47	47	59
1968	-	30	34	44	47	47	49	54
1969	-	37,1	54	81	111	115	115	119
1970	-	34,8	40	62	64	64	64	76
1971	18,9	32,9	40	48	75	75	75	98
1972	21,6	32	50	54	54	54	54	54
1973	24	38,4	48	73	84	84	84	102
1974	24,6	30,1	44	45	45	45	51	82
1975	13,1	15,1	18	31	32	36	36	36
1976	18,2	22,3	34	45	49	49	49	55
1977	19,1	26,7	50	54	54	54	54	54
1978	16,9	30,8	45	57	59	60	61	70
1979	24,2	33,8	40	41	41	41	41	48
1980	18,3	21,8	32	49	58	62	62	62
1981	19,6	29,5	49	51	51	51	51	71
1982	-	-	4	4	7	7	7	7
1983	-	-	-	-	24	24	24	25
1984	-	-	-	-	-	-	-	-
1985	17,9	21,9	37	40	40	40	40	44
1986	-	-	-	-	-	-	-	-
1987	-	-	-	-	-	-	-	-
1988	8,9	10,5	19	21	21	21	21	21
1989	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	27,5	39,8	60	68	68	68	69	105
1992	21	25,7	30	45	49	50	51	59
1993	15,2	20,8	31	45	49	62	64	64
1994	23,5	37,7	53	54	54	54	54	54
1995	17,8	26,1	41	53	56	56	63	56
1996	21,5	42,9	66	70	70	70	70	79

Fuente: INAMEH

Tabla 2.5 Intensidades estación Montañas Negras

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1968	-	-	48	50	50	50	50	50
1969	23,7	35,1	51	52	52	52	52	63
1970	23,1	36,2	45	45	45	45	45	50
1971	25,9	31,3	44	51	53	53	53	67
1972	19,4	27,5	34	40	50	54	54	54
1973	19,4	29,9	36	39	39	39	39	46
1974	23,8	36,9	53	67	67	67	67	86
1975	16,4	22,8	29	42	44	44	44	45
1976	20,1	26,6	33	34	34	34	34	51
1977	17	28,3	34	44	44	44	44	73
1978	19,8	34,1	43	49	51	51	51	51
1979	31,8	47,7	61	90	91	91	91	92
1980	13,5	25,9	36	42	48	49	49	53
1981	13	22,2	29	32	45	60	60	79
1982	-	-	24	37	38	38	39	39
1983	-	-	23	28	29	30	30	30
1984	12	20,8	29	30	33	33	33	46
1985	-	-	-	-	-	-	-	-
1986	1,8	2	3	5	5	5	5	5
1987	17,4	22,7	32	33	41	41	41	41
1988	28,3	37,8	57	60	60	60	60	60
1989	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	1	1,5	2	2	3	3	3	3
1991	-	-	-	-	-	-	-	-
1992	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	-	-	-	-	-	-	-	-
1994	20,6	28,5	44	58	59	59	59	64
1995	11,5	21,4	26	37	37	37	42	69
1996	-	17	27	37	43	45	47	59

Fuente: INAMEH

Tabla 2.6 Intensidades estación Bejuquero

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1969	31,7	46,2	68	85	85	85	85	85
1970	21,6	35,5	40	63	69	69	69	79
1971	22,3	38,2	66	102	119	119	119	127
1972	30,2	35,4	41	67	79	81	106	116
1973	32,8	39,8	46	50	53	53	53	93
1974	34,7	50,7	62	69	70	70	70	116
1975	38,6	53,6	69	78	79	79	79	88
1976	21,2	32,1	62	73	77	77	77	101
1977	25,7	35,7	47	54	54	54	54	60
1978	28	41,7	61	68	69	69	69	69
1979	-	-	-	-	-	-	-	-
1980	33,5	41,6	-	-	-	-	-	-
1981	25	32,1	51	54	54	54	54	54
1982	-	-	50	51	51	51	51	51
1983	-	-	1	2	2	2	2	2

Fuente: INAMEH

Tabla 2.7 Intensidades estación Culantrillar

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1971	19,9	29,6	-	-	-	-	-	-
1972	18,3	25,6	30	38	38	38	38	41
1973	20,6	26	30	56	57	57	57	57
1974	15	26,3	32	63	72	72	72	80
1975	19,6	28,8	29	29	30	32	36	41
1976	9,3	11,6	15	18	20	22	22	26
1977	19,8	30,4	35	54	56	57	57	74
1978	28,5	43,6	57	75	85	90	94	107
1979	38,6	53,5	76	118	118	118	118	144
1980	17,6	18,6	19	21	26	27	27	35
1981	24,1	36,9	46	52	53	53	53	62
1982	-	-	43	47	52	52	52	85
1983	-	-	15	20	22	22	22	35

Fuente: INAMEH

Tabla 2.8 Intensidades estación El Guayabo

Año	Duración (min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440
1968	35,7	42,5	53	54	54	54	54	71
1969	32,2	42,2	49	53	53	53	53	68
1970	17,7	24	28	41	41	41	41	47
1971	30,2	30,4	54	54	54	54	54	66
1972	24	32,8	46	49	50	63	63	130
1973	18,2	21,9	23	26	36	36	36	54
1974	28,5	33,5	40	60	63	80	81	81
1975	28,3	40,8	58	63	64	64	64	101
1976	24,6	37,5	41	44	45	45	45	66
1977	15,4	23,1	57	70	70	70	70	70
1978	23,9	31,9	47	53	53	53	53	55
1979	30	44	59	59	59	59	59	74
1980	31,2	49,8	68	92	92	92	92	132
1981	18,8	29,6	38	71	71	72	72	72
1982	-	-	57	69	85	85	85	85
1983	-	-	47	47	47	47	47	78

Fuente: INAMEH

2.2 Método de Gumbel aplicado por estaciones

Tabla 2.9 Estación Bajo Negro

	MEDIA	29,80	40,28	55,08	75,62	76,31	77,38	77,54	86,85
	DESV. EST.	6,95	10,90	20,55	29,25	29,03	29,13	29,19	29,35
	α	0,184	0,117	0,062	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044
	β	26,67	35,38	45,83	62,45	63,24	64,28	64,40	73,64
	Yn	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508
Tr	Sn	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
	X (mm)	30,30	41,06	56,55	77,71	78,38	79,47	79,63	88,95
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
	X (mm)	36,70	51,11	75,48	104,67	105,14	106,31	106,53	115,99
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74
	X (mm)	41,92	59,29	90,90	126,62	126,92	128,18	128,43	138,02
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69
	X (mm)	48,52	69,65	110,42	154,40	154,49	155,84	156,15	165,88
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
	X (mm)	53,41	77,32	124,87	174,98	174,91	176,33	176,69	186,53
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	4,09	4,09	4,09	4,09	4,09	4,09	4,09	4,09
	X (mm)	58,27	84,93	139,22	195,41	195,18	196,67	197,07	207,03
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71
	X (mm)	69,50	102,54	172,41	242,65	242,07	243,72	244,22	254,42
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40
	X (mm)	74,32	110,10	186,66	262,94	262,20	263,93	264,46	274,78

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.10 Estación El Guamal

	MEDIA	20,53	31,48	44,86	64,64	80,36	93,64	106,50	164,07
	DESV. EST.	10,02	14,23	22,07	44,32	86,62	132,47	179,51	369,20
	α	0,128	0,090	0,058	0,029	0,015	0,010	0,007	0,003
	β	16,02	25,07	34,93	44,70	41,38	34,03	25,72	-2,07
	Yn	0,508	0,508	0,510	0,510	0,510	0,510	0,510	0,510
Tr	Sn	0,999	0,999	1,011	1,011	1,011	1,011	1,011	1,011
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
	X (mm)	21,25	32,49	46,36	67,66	86,25	102,65	118,70	189,17
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
	X (mm)	30,48	45,61	66,47	108,05	165,19	223,39	282,31	525,67
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,74	1,74	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72
	X (mm)	38,00	56,28	82,85	140,94	229,48	321,71	415,55	799,69
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,69	2,69	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
	X (mm)	47,51	69,79	103,58	182,56	310,83	446,12	584,13	1146,42
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,40	3,40	3,36	3,36	3,36	3,36	3,36	3,36
	X (mm)	54,56	79,80	118,93	213,39	371,09	538,28	709,01	1403,27
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	4,09	4,09	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
	X (mm)	61,56	89,74	134,18	244,00	430,92	629,78	833,01	1658,29
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,71	5,71	5,64	5,64	5,64	5,64	5,64	5,64
	X (mm)	77,73	112,71	169,43	314,78	569,27	841,37	1119,73	2247,99
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,40	6,40	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33
	X (mm)	84,68	122,58	184,57	345,19	628,70	932,25	1242,88	2501,28

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.11 Estación Las Cunetas

	MEDIA	22,15	32,68	41,78	50,96	53,87	54,00	54,00	62,43
	DESV. EST.	5,75	6,66	17,87	20,87	21,58	21,61	21,61	24,66
	α	0,223	0,192	0,072	0,061	0,059	0,059	0,059	0,052
	β	19,57	29,68	33,74	41,57	44,16	44,27	44,27	51,34
	Yn	0,508	0,513	0,528	0,528	0,528	0,528	0,528	0,528
Tr	Sn	0,999	1,021	1,081	1,081	1,081	1,081	1,081	1,081
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,07	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
	X (mm)	22,57	33,11	42,62	51,94	54,88	55,01	55,01	63,59
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	0,99	0,97	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
	X (mm)	27,86	39,12	57,84	69,71	73,26	73,43	73,43	84,60
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,74	1,70	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59
	X (mm)	32,18	44,02	70,23	84,19	88,23	88,42	88,42	101,71
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,69	2,63	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47
	X (mm)	37,63	50,21	85,92	102,50	107,17	107,39	107,39	123,37
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,40	3,32	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12
	X (mm)	41,68	54,80	97,53	116,07	121,20	121,44	121,44	139,40
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	4,09	4,00	3,77	3,77	3,77	3,77	3,77	3,77
	X (mm)	45,69	59,35	109,07	129,54	135,13	135,40	135,40	155,33
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,71	5,59	5,26	5,26	5,26	5,26	5,26	5,26
	X (mm)	54,98	69,89	135,74	160,70	167,35	167,66	167,66	192,15
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,40	6,27	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90	5,90
	X (mm)	58,96	74,41	147,20	174,08	181,18	181,52	181,52	207,97

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.12 Estación Sabana de Neverí

	MEDIA	19,57	29,04	40,26	50,15	54,71	55,82	56,54	64,39
	DESV. EST.	4,39	7,95	13,30	16,48	22,62	23,01	22,98	26,92
	α	0,292	0,161	0,096	0,078	0,057	0,056	0,056	0,048
	β	17,59	25,46	34,27	42,73	44,54	45,47	46,19	52,28
	Yn	0,521	0,531	0,533	0,533	0,534	0,534	0,534	0,534
Tr	Sn	1,055	1,092	1,100	1,100	1,105	1,105	1,105	1,105
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	X (mm)	19,81	29,39	40,81	50,83	55,63	56,75	57,47	65,48
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	0,93	0,89	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87	0,87
	X (mm)	23,64	36,10	51,94	64,63	74,49	75,94	76,62	87,93
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,64	1,57	1,56	1,56	1,55	1,55	1,55	1,55
	X (mm)	26,76	41,56	61,01	75,86	89,84	91,56	92,23	106,20
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,54	2,44	2,42	2,42	2,41	2,41	2,41	2,41
	X (mm)	30,70	48,47	72,48	90,08	109,27	111,32	111,97	129,33
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,20	3,09	3,06	3,06	3,05	3,05	3,05	3,05
	X (mm)	33,63	53,59	80,98	100,61	123,67	125,96	126,59	146,46
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	3,86	3,73	3,70	3,70	3,68	3,68	3,68	3,68
	X (mm)	36,53	58,67	89,41	111,06	137,96	140,50	141,11	163,47
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,39	5,21	5,16	5,16	5,14	5,14	5,14	5,14
	X (mm)	43,24	70,42	108,92	135,24	171,01	174,12	174,69	202,80
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,05	5,84	5,79	5,79	5,77	5,77	5,77	5,77
	X (mm)	46,12	75,47	117,30	145,62	185,20	188,56	189,11	219,69

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.13 Estación Montañas Negras

	MEDIA	17,98	26,49	35,13	41,83	44,21	45,17	45,50	53,17
	DESV. EST.	7,77	10,90	14,57	18,01	17,78	18,10	18,02	21,17
	α	0,165	0,118	0,088	0,071	0,072	0,071	0,071	0,061
	β	14,48	21,58	28,57	33,73	36,21	37,02	37,39	43,64
	Yn	0,524	0,525	0,530	0,530	0,530	0,530	0,530	0,530
Tr	Sn	1,063	1,070	1,086	1,086	1,086	1,086	1,086	1,086
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
	X (mm)	18,38	27,03	35,79	42,65	45,02	45,99	46,32	54,13
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	0,92	0,91	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
	X (mm)	25,12	36,42	48,14	57,92	60,09	61,34	61,60	72,07
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,62	1,61	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58
	X (mm)	30,60	44,06	58,20	70,35	72,36	73,83	74,04	86,69
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,52	2,50	2,46	2,46	2,46	2,46	2,46	2,46
	X (mm)	37,54	53,73	70,93	86,08	87,89	89,65	89,78	105,18
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,18	3,16	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10
	X (mm)	42,69	60,89	80,35	97,73	99,40	101,36	101,44	118,87
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	3,84	3,81	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
	X (mm)	47,79	68,00	89,71	109,30	110,82	112,99	113,01	132,47
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,35	5,32	5,23	5,23	5,23	5,23	5,23	5,23
	X (mm)	59,60	84,44	111,36	136,05	137,23	139,89	139,78	163,92
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,01	5,97	5,87	5,87	5,87	5,87	5,87	5,87
	X (mm)	64,67	91,51	120,66	147,54	148,58	151,44	151,28	177,43

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.14 Estación Bejuquero

	MEDIA	28,78	40,22	51,08	62,77	66,23	66,38	68,31	80,08
	DESV. EST.	5,69	6,95	18,13	23,46	26,52	26,61	28,58	33,69
	α	0,225	0,184	0,071	0,055	0,048	0,048	0,045	0,038
	β	26,22	37,09	42,92	52,21	54,30	54,41	55,45	64,91
	Yn	0,504	0,504	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508	0,508
Tr	Sn	0,987	0,987	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
	X (mm)	29,21	40,74	52,37	64,45	68,13	68,29	70,35	82,49
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	1,01	1,01	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
	X (mm)	34,51	47,22	69,08	86,06	92,57	92,81	96,69	113,54
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,77	1,77	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74
	X (mm)	38,83	52,50	82,68	103,67	112,47	112,77	118,14	138,82
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,73	2,73	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69
	X (mm)	44,30	59,18	99,89	125,94	137,65	138,04	145,28	170,82
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,44	3,44	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
	X (mm)	48,35	64,13	112,64	142,44	156,31	156,76	165,39	194,52
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	4,15	4,15	4,09	4,09	4,09	4,09	4,09	4,09
	X (mm)	52,38	69,04	125,30	158,82	174,83	175,34	185,35	218,05
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,78	5,78	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71
	X (mm)	61,68	80,40	154,58	196,70	217,66	218,31	231,51	272,46
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,49	6,49	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40
	X (mm)	65,67	85,28	167,15	212,97	236,06	236,76	251,33	295,84

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.15 Estación Culantrillar

	MEDIA	21,03	30,08	35,58	49,25	52,42	53,33	54,00	65,58
	DESV. EST.	7,56	11,42	17,83	28,33	28,86	29,00	29,23	34,71
	α	0,169	0,112	0,072	0,045	0,044	0,044	0,044	0,037
	β	17,62	24,94	27,56	36,50	39,43	40,28	40,85	49,96
	Yn	0,501	0,501	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504	0,504
Tr	Sn	0,974	0,974	0,987	0,987	0,987	0,987	0,987	0,987
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
	X (mm)	21,63	31,00	36,93	51,39	54,60	55,53	56,21	68,21
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	1,03	1,03	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
	X (mm)	28,79	41,80	53,57	77,83	81,54	82,59	83,49	100,60
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,80	1,80	1,77	1,77	1,77	1,77	1,77	1,77
	X (mm)	34,62	50,60	67,12	99,35	103,47	104,62	105,70	126,98
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,77	2,77	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
	X (mm)	41,99	61,73	84,26	126,59	131,22	132,51	133,81	160,35
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,49	3,49	3,44	3,44	3,44	3,44	3,44	3,44
	X (mm)	47,45	69,98	96,96	146,76	151,78	153,16	154,63	185,07
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	4,21	4,21	4,15	4,15	4,15	4,15	4,15	4,15
	X (mm)	52,88	78,17	109,57	166,79	172,20	173,67	175,30	209,62
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,87	5,87	5,78	5,78	5,78	5,78	5,78	5,78
	X (mm)	65,42	97,10	138,73	213,12	219,40	221,09	223,11	266,38
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,58	6,58	6,49	6,49	6,49	6,49	6,49	6,49
	X (mm)	70,80	105,23	151,25	233,01	239,67	241,46	243,64	290,76

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.16 Estación El Guayabo

	MEDIA	25,62	34,57	47,81	56,56	58,56	60,50	60,56	78,13
	DESV. EST.	6,25	8,53	11,80	15,01	15,20	15,95	16,03	24,26
	α	0,205	0,150	0,109	0,085	0,084	0,080	0,080	0,053
	β	22,81	30,73	42,50	49,81	51,72	53,32	53,35	67,21
	Yn	0,510	0,510	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515
Tr	Sn	1,011	1,011	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030
2,33	Y	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58
	K	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
	X (mm)	26,05	35,15	48,54	57,49	59,50	61,49	61,56	79,63
5	Y	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	K	0,98	0,98	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
	X (mm)	31,74	42,93	59,09	70,91	73,09	75,75	75,89	101,31
10	Y	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
	K	1,72	1,72	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68
	X (mm)	36,37	49,26	67,68	81,84	84,15	87,36	87,56	119,0
25	Y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
	K	2,66	2,66	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60
	X (mm)	42,24	57,28	78,5	95,7	98,1	102,0	102,3	141,3
50	Y	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
	K	3,36	3,36	3,29	3,29	3,29	3,29	3,29	3,29
	X (mm)	46,58	63,21	86,6	105,9	108,5	112,9	113,3	157,9
100	Y	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
	K	4,05	4,05	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96
	X (mm)	50,90	69,11	94,6	116,1	118,8	123,7	124,1	174,3
500	Y	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21
	K	5,64	5,64	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53
	X (mm)	60,87	82,74	113,1	139,6	142,6	148,7	149,2	212,3
1000	Y	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91	6,91
	K	6,33	6,33	6,20	6,20	6,20	6,20	6,20	6,20
	X (mm)	65,16	88,59	121,0	149,7	152,8	159,5	160,0	228,6

Fuente: Elaboración propia (2015)

2.3 Valores de profundidad (mm) e intensidad (mm/h) obtenidos por estaciones.

Tabla 2.17 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación Bajo Negro

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	30,30	41,06	56,55	77,71	78,38	79,47	79,63	88,95	121,19	82,13	56,55	25,90	13,06	8,83	6,64	3,71
5	36,70	51,11	75,48	104,67	105,14	106,31	106,53	115,99	146,82	102,23	75,48	34,89	17,52	11,81	8,88	4,83
10	41,92	59,29	90,90	126,62	126,92	128,18	128,43	138,02	167,69	118,59	90,90	42,21	21,15	14,24	10,70	5,75
25	48,52	69,65	110,42	154,40	154,49	155,84	156,15	165,88	194,10	139,30	110,42	51,47	25,75	17,32	13,01	6,91
50	53,41	77,32	124,87	174,98	174,91	176,33	176,69	186,53	213,66	154,64	124,87	58,33	29,15	19,59	14,72	7,77
100	58,27	84,93	139,22	195,41	195,18	196,67	197,07	207,03	233,08	169,87	139,22	65,14	32,53	21,85	16,42	8,63
500	69,50	102,54	172,41	242,65	242,07	243,72	244,22	254,42	277,99	205,08	172,41	80,88	40,34	27,08	20,35	10,60
1000	74,32	110,10	186,66	262,94	262,20	263,93	264,46	274,78	297,28	220,21	186,66	87,65	43,70	29,33	22,04	11,45

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.18 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación El Guamal

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	20,89	31,04	42,88	54,66	57,71	58,16	58,16	64,70	83,54	62,08	42,88	18,22	9,62	6,46	4,85	2,70
5	30,41	45,26	64,24	83,64	89,22	89,96	89,96	101,92	121,66	90,52	64,24	27,88	14,87	10,00	7,50	4,25
10	38,17	56,84	81,63	107,25	114,88	115,86	115,86	132,23	152,69	113,68	81,63	35,75	19,15	12,87	9,65	5,51
25	47,99	71,49	103,64	137,11	147,34	148,63	148,63	170,57	191,96	142,99	103,64	45,70	24,56	16,51	12,39	7,11
50	55,26	82,35	119,94	159,23	171,39	172,90	172,90	198,98	221,05	164,70	119,94	53,08	28,57	19,21	14,41	8,29
100	62,48	93,13	136,13	181,20	195,27	197,01	197,01	227,19	249,94	186,25	136,13	60,40	32,55	21,89	16,42	9,47
500	79,18	118,05	173,56	231,99	250,49	252,74	252,74	292,41	316,73	236,09	173,56	77,33	41,75	28,08	21,06	12,18
1000	86,35	128,75	189,63	253,80	274,21	276,68	276,68	320,42	345,42	257,50	189,63	84,60	45,70	30,74	23,06	13,35

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.19 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación Las Cunetas

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	22,57	33,11	42,62	51,94	54,88	55,01	55,01	63,59	90,26	66,22	42,62	17,31	9,15	6,11	4,58	2,65
5	27,86	39,12	57,84	69,71	73,26	73,43	73,43	84,60	111,45	78,25	57,84	23,24	12,21	8,16	6,12	3,53
10	32,18	44,02	70,23	84,19	88,23	88,42	88,42	101,71	128,70	88,04	70,23	28,06	14,71	9,82	7,37	4,24
25	37,63	50,21	85,92	102,50	107,17	107,39	107,39	123,37	150,54	100,42	85,92	34,17	17,86	11,93	8,95	5,14
50	41,68	54,80	97,53	116,07	121,20	121,44	121,44	139,40	166,71	109,60	97,53	38,69	20,20	13,49	10,12	5,81
100	45,69	59,35	109,07	129,54	135,13	135,40	135,40	155,33	182,77	118,71	109,07	43,18	22,52	15,04	11,28	6,47
500	54,98	69,89	135,74	160,70	167,35	167,66	167,66	192,15	219,90	139,78	135,74	53,57	27,89	18,63	13,97	8,01
1000	58,96	74,41	147,20	174,08	181,18	181,52	181,52	207,97	235,85	148,82	147,20	58,03	30,20	20,17	15,13	8,67

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.20 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación Sabana de Neverí

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	19,81	29,39	40,81	50,83	55,63	56,75	57,47	65,48	79,23	58,78	40,81	16,94	9,27	6,31	4,79	2,73
5	23,64	36,10	51,94	64,63	74,49	75,94	76,62	87,93	94,55	72,19	51,94	21,54	12,41	8,44	6,39	3,66
10	26,76	41,56	61,01	75,86	89,84	91,56	92,23	106,20	107,02	83,11	61,01	25,29	14,97	10,17	7,69	4,43
25	30,70	48,47	72,48	90,08	109,27	111,32	111,97	129,33	122,81	96,93	72,48	30,03	18,21	12,37	9,33	5,39
50	33,63	53,59	80,98	100,61	123,67	125,96	126,59	146,46	134,50	107,17	80,98	33,54	20,61	14,00	10,55	6,10
100	36,53	58,67	89,41	111,06	137,96	140,50	141,11	163,47	146,11	117,34	89,41	37,02	22,99	15,61	11,76	6,81
500	43,24	70,42	108,92	135,24	171,01	174,12	174,69	202,80	172,96	140,84	108,92	45,08	28,50	19,35	14,56	8,45
1000	46,12	75,47	117,30	145,62	185,20	188,56	189,11	219,69	184,49	150,93	117,30	48,54	30,87	20,95	15,76	9,15

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.21 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación Montañas Negras

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	18,38	27,03	35,79	42,65	45,02	45,99	46,32	54,13	73,52	54,07	35,79	14,22	7,50	5,11	3,86	2,26
5	25,12	36,42	48,14	57,92	60,09	61,34	61,60	72,07	100,47	72,83	48,14	19,31	10,01	6,82	5,13	3,00
10	30,60	44,06	58,20	70,35	72,36	73,83	74,04	86,69	122,41	88,12	58,20	23,45	12,06	8,20	6,17	3,61
25	37,54	53,73	70,93	86,08	87,89	89,65	89,78	105,18	150,18	107,45	70,93	28,69	14,65	9,96	7,48	4,38
50	42,69	60,89	80,35	97,73	99,40	101,36	101,44	118,87	170,75	121,78	80,35	32,58	16,57	11,26	8,45	4,95
100	47,79	68,00	89,71	109,30	110,82	112,99	113,01	132,47	191,17	136,00	89,71	36,43	18,47	12,55	9,42	5,52
500	59,60	84,44	111,36	136,05	137,23	139,89	139,78	163,92	238,39	168,89	111,36	45,35	22,87	15,54	11,65	6,83
1000	64,67	91,51	120,66	147,54	148,58	151,44	151,28	177,43	258,68	183,01	120,66	49,18	24,76	16,83	12,61	7,39

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.22 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación Bejuquero

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	29,21	40,74	52,37	64,45	68,13	68,29	70,35	82,49	116,82	81,48	52,37	21,48	11,35	7,59	5,86	3,44
5	34,51	47,22	60,08	74,06	78,57	78,81	80,69	92,54	138,05	94,45	60,08	28,69	15,43	10,31	8,06	4,73
10	38,83	52,50	67,68	83,67	89,47	89,77	92,14	106,82	155,34	105,01	67,68	34,56	18,75	12,53	9,85	5,78
25	44,30	59,18	75,89	93,94	100,65	100,84	103,28	118,82	177,21	118,36	75,89	41,98	22,94	15,34	12,11	7,12
50	48,35	64,13	82,64	102,44	109,31	109,76	112,39	128,52	193,42	128,26	82,64	47,48	26,05	17,42	13,78	8,10
100	52,38	69,04	89,30	110,82	117,83	118,34	120,85	138,05	209,51	138,08	89,30	52,94	29,14	19,48	15,45	9,09
500	61,68	80,40	104,58	130,70	137,66	138,31	140,51	158,46	246,71	160,80	104,58	65,57	36,28	24,26	19,29	11,35
1000	65,67	85,28	109,15	136,97	143,06	143,76	145,33	164,84	262,69	170,56	109,15	70,99	39,34	26,31	20,94	12,33

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 2.23 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación Culantrillar

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	21,63	31,00	36,93	51,39	54,60	55,53	56,21	68,21	86,54	62,00	36,93	17,13	9,10	6,17	4,68	2,84
5	28,79	41,80	53,57	77,83	81,54	82,59	83,49	100,60	115,16	83,61	53,57	25,94	13,59	9,18	6,96	4,19
10	34,62	50,60	67,12	99,35	103,47	104,62	105,70	126,98	138,47	101,20	67,12	33,12	17,24	11,62	8,81	5,29
25	41,99	61,73	84,26	126,59	131,22	132,51	133,81	160,35	167,97	123,47	84,26	42,20	21,87	14,72	11,15	6,68
50	47,45	69,98	96,96	146,76	151,78	153,16	154,63	185,07	189,82	139,96	96,96	48,92	25,30	17,02	12,89	7,71
100	52,88	78,17	109,57	166,79	172,20	173,67	175,30	209,62	211,51	156,33	109,57	55,60	28,70	19,30	14,61	8,73
500	65,42	97,10	138,73	213,12	219,40	221,09	223,11	266,38	261,67	194,20	138,73	71,04	36,57	24,57	18,59	11,10
1000	70,80	105,23	151,25	233,01	239,67	241,46	243,64	290,76	283,22	210,47	151,25	77,67	39,95	26,83	20,30	12,11

Fuente: Elaboración propia (2015)

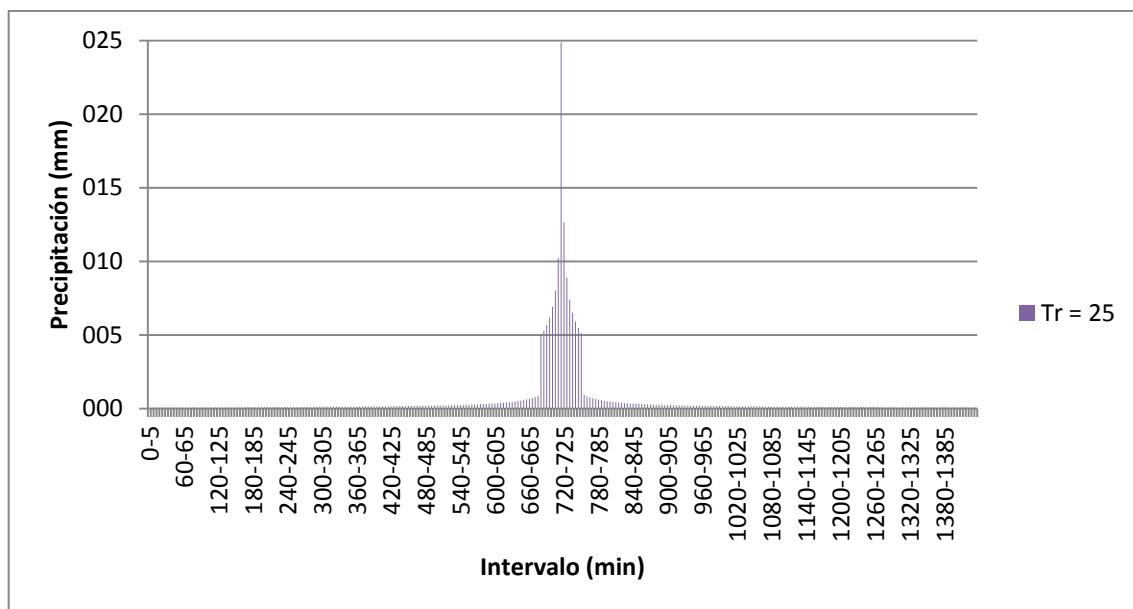
Tabla 2.24 Valores de P (mm) e I (mm/h), estación El Guayabo

TR	P (mm)								i (mm/min)							
	15	30	60	180	360	540	720	1440	15	30	60	180	360	540	720	1440
2,33	26,05	35,15	48,54	57,49	59,50	61,49	61,56	79,63	104,18	70,30	48,54	19,16	9,92	6,83	5,13	3,32
5	31,74	42,93	59,09	70,91	73,09	75,75	75,89	101,31	126,95	85,86	59,09	23,64	12,18	8,42	6,32	4,22
10	36,37	49,26	67,68	81,84	84,15	87,36	87,56	119,0	145,49	98,53	67,68	27,28	14,02	9,71	7,30	4,96
25	42,24	57,28	78,5	95,7	98,1	102,0	102,3	141,3	168,95	114,55	78,5	31,89	16,36	11,34	8,53	5,89
50	46,58	63,21	86,6	105,9	108,5	112,9	113,3	157,9	186,33	126,43	86,6	35,30	18,09	12,55	9,44	6,58
100	50,90	69,11	94,6	116,1	118,8	123,7	124,1	174,3	203,59	138,22	94,6	38,69	19,80	13,75	10,34	7,26
500	60,87	82,74	113,1	139,6	142,6	148,7	149,2	212,3	243,49	165,48	113,1	46,53	23,77	16,52	12,44	8,85
1000	65,16	88,59	121,0	149,7	152,8	159,5	160,0	228,6	260,63	177,19	121,0	49,9	25,47	17,72	13,34	9,53

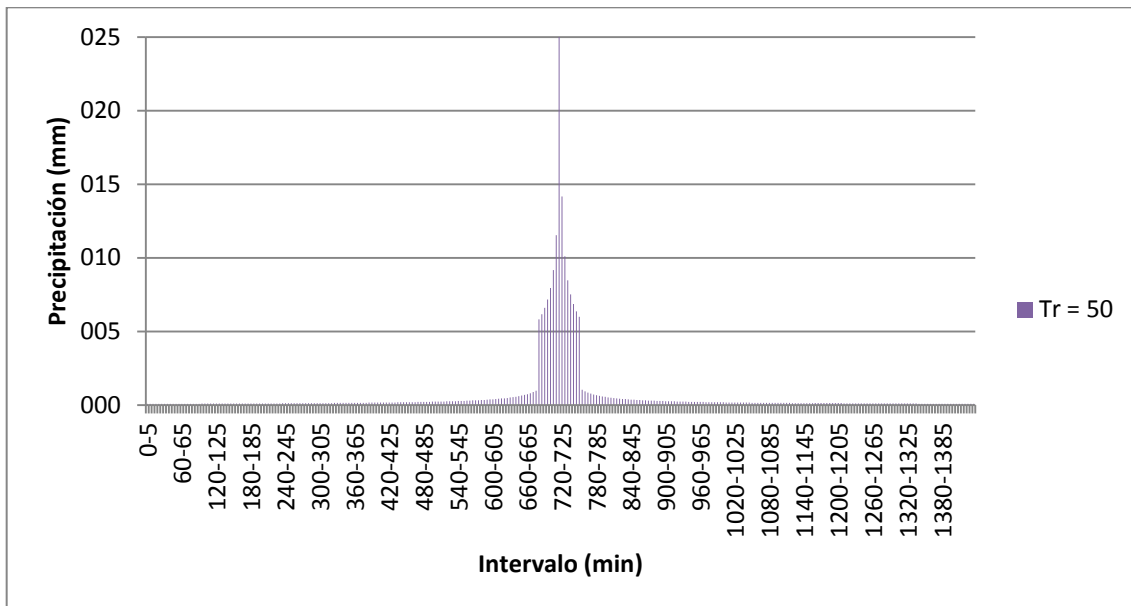
Fuente: Elaboración propia (2015)

2.4 Hietogramas de bloques alternos.

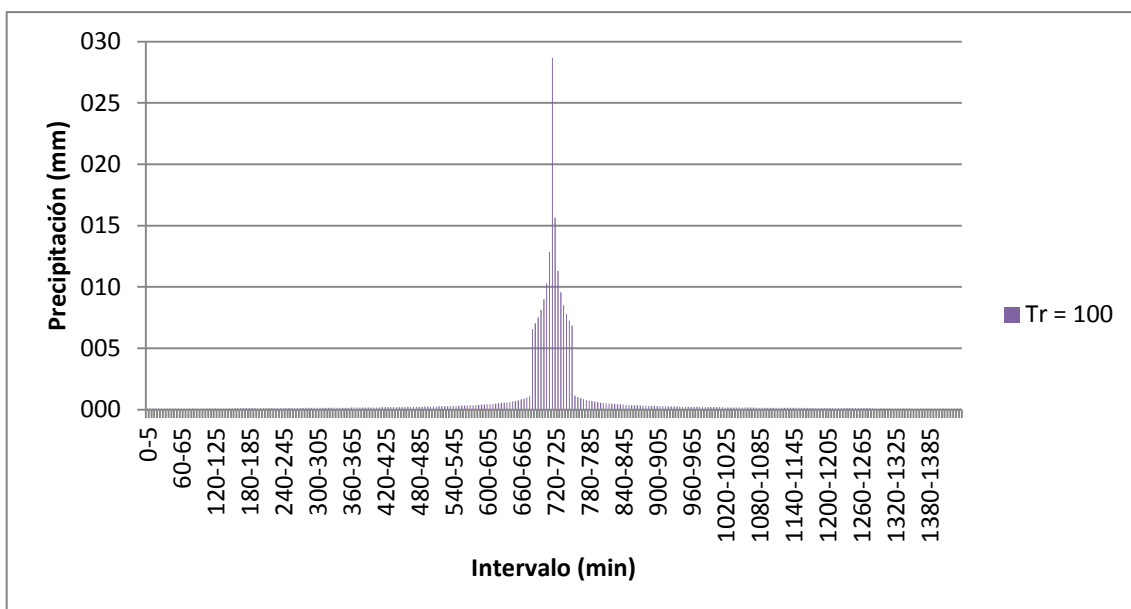
- Estación Bajo Negro



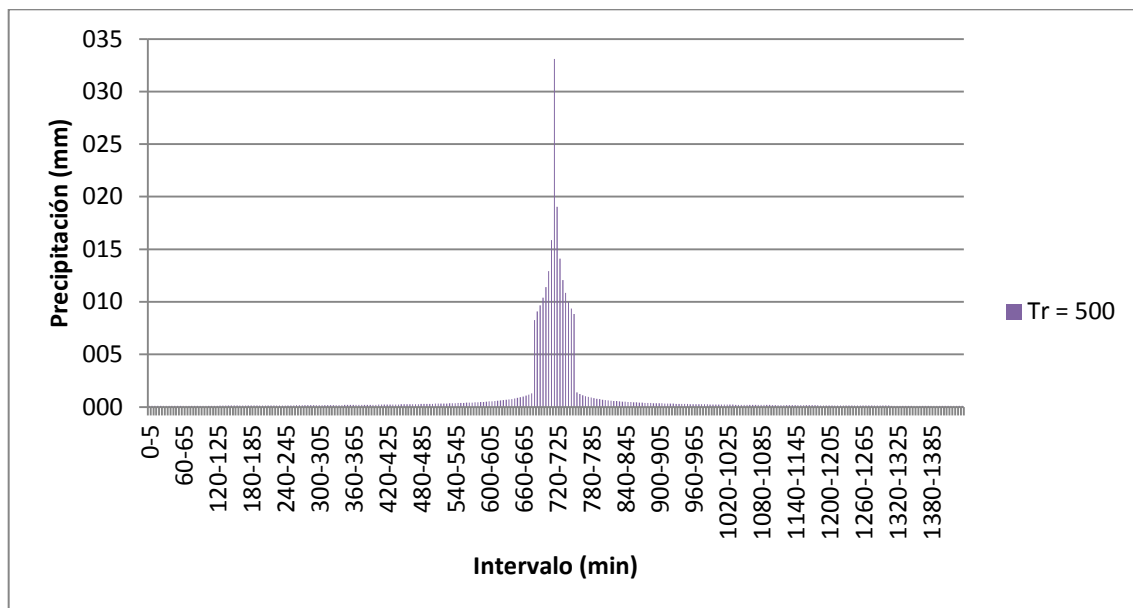
Fuente: Elaboración propia (2015)



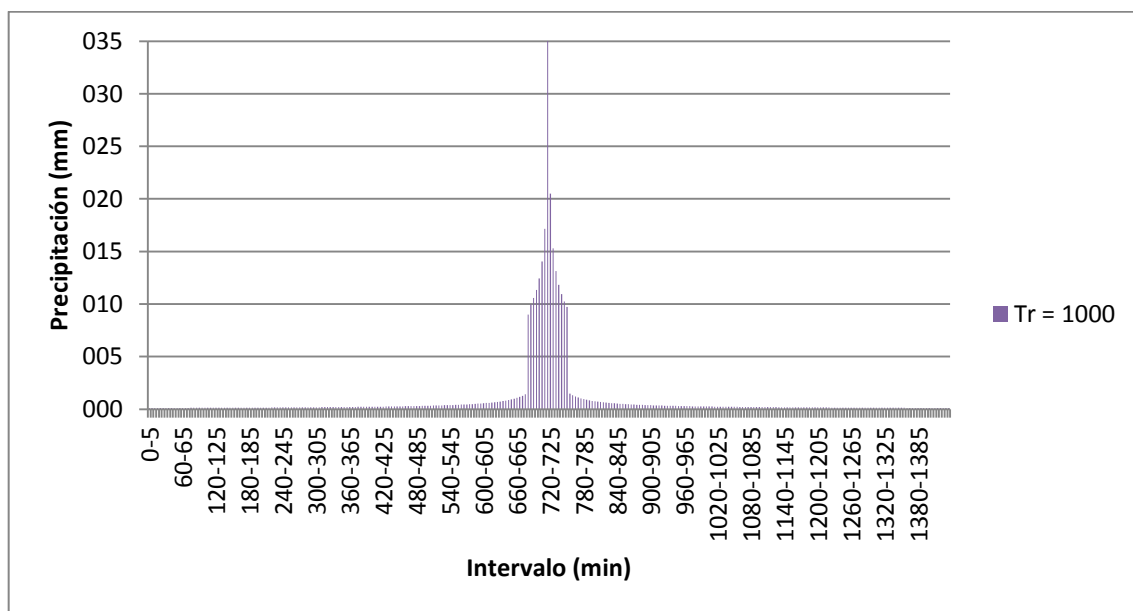
Fuente: Elaboración propia (2015)



Fuente: Elaboración propia (2015)



Fuente: Elaboración propia (2015)



Fuente: Elaboración propia (2015)

Bloques alternos, estación Bajo Negro

Intervalos	Precipitación (mm)				
	25	50	100	500	1000
0-5	0,07	0,08	0,08	0,10	0,11
5-10	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
10-15	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
15-20	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
20-25	0,07	0,08	0,09	0,11	0,11
25-30	0,07	0,08	0,09	0,11	0,11
30-35	0,07	0,08	0,09	0,11	0,11
35-40	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
40-45	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
45-50	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
50-55	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
55-60	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
60-65	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
65-70	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
70-75	0,08	0,08	0,09	0,11	0,12
75-80	0,08	0,08	0,09	0,11	0,12
80-85	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12
85-90	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12
90-95	0,08	0,09	0,10	0,12	0,12
95-100	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
100-105	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
105-110	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
110-115	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
115-120	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
120-125	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
125-130	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
130-135	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
135-140	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
140-145	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
145-150	0,08	0,09	0,10	0,13	0,14
150-155	0,08	0,09	0,10	0,13	0,14
155-160	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14

160-165	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
165-170	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
170-175	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
175-180	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
180-185	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
185-190	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
190-195	0,09	0,10	0,11	0,14	0,15
195-200	0,09	0,10	0,11	0,14	0,15
200-205	0,09	0,10	0,11	0,14	0,15
205-210	0,09	0,10	0,11	0,14	0,15
210-215	0,09	0,10	0,12	0,14	0,15
215-220	0,09	0,11	0,12	0,14	0,15
220-225	0,10	0,11	0,12	0,14	0,15
225-230	0,10	0,11	0,12	0,14	0,15
230-235	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
235-240	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
240-245	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
245-250	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
250-255	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
255-260	0,10	0,11	0,13	0,15	0,16
260-265	0,10	0,11	0,13	0,15	0,17
265-270	0,10	0,12	0,13	0,15	0,17
270-275	0,10	0,12	0,13	0,16	0,17
275-280	0,11	0,12	0,13	0,16	0,17
280-285	0,11	0,12	0,13	0,16	0,17
285-290	0,11	0,12	0,13	0,16	0,17
290-295	0,11	0,12	0,13	0,16	0,18
295-300	0,11	0,12	0,14	0,16	0,18
300-305	0,11	0,12	0,14	0,17	0,18
305-310	0,11	0,13	0,14	0,17	0,18
310-315	0,11	0,13	0,14	0,17	0,18
315-320	0,12	0,13	0,14	0,17	0,19
320-325	0,12	0,13	0,14	0,17	0,19
325-330	0,12	0,13	0,14	0,18	0,19
330-335	0,12	0,13	0,15	0,18	0,19

335-340	0,12	0,13	0,15	0,18	0,19
340-345	0,12	0,14	0,15	0,18	0,20
345-350	0,12	0,14	0,15	0,18	0,20
350-355	0,12	0,14	0,15	0,19	0,20
355-360	0,13	0,14	0,16	0,19	0,20
360-365	0,13	0,14	0,16	0,19	0,21
365-370	0,13	0,14	0,16	0,19	0,21
370-375	0,13	0,15	0,16	0,20	0,21
375-380	0,13	0,15	0,16	0,20	0,21
380-385	0,13	0,15	0,17	0,20	0,22
385-390	0,14	0,15	0,17	0,20	0,22
390-395	0,14	0,15	0,17	0,21	0,22
395-400	0,14	0,16	0,17	0,21	0,23
400-405	0,14	0,16	0,17	0,21	0,23
405-410	0,14	0,16	0,18	0,22	0,23
410-415	0,15	0,16	0,18	0,22	0,24
415-420	0,15	0,17	0,18	0,22	0,24
420-425	0,15	0,17	0,19	0,23	0,24
425-430	0,15	0,17	0,19	0,23	0,25
430-435	0,16	0,17	0,19	0,23	0,25
435-440	0,16	0,18	0,19	0,24	0,25
440-445	0,16	0,18	0,20	0,24	0,26
445-450	0,16	0,18	0,20	0,24	0,26
450-455	0,17	0,18	0,20	0,25	0,27
455-460	0,17	0,19	0,21	0,25	0,27
460-465	0,17	0,19	0,21	0,26	0,28
465-470	0,17	0,19	0,21	0,26	0,28
470-475	0,18	0,20	0,22	0,27	0,29
475-480	0,18	0,20	0,22	0,27	0,29
480-485	0,18	0,21	0,23	0,28	0,30
485-490	0,19	0,21	0,23	0,28	0,30
490-495	0,19	0,21	0,24	0,29	0,31
495-500	0,20	0,22	0,24	0,29	0,31
500-505	0,20	0,22	0,25	0,30	0,32
505-510	0,20	0,23	0,25	0,30	0,33

510-515	0,21	0,23	0,26	0,31	0,34
515-520	0,21	0,24	0,26	0,32	0,34
520-525	0,22	0,24	0,27	0,33	0,35
525-530	0,22	0,25	0,27	0,33	0,36
530-535	0,23	0,25	0,28	0,34	0,37
535-540	0,23	0,26	0,29	0,35	0,38
540-545	0,24	0,27	0,29	0,36	0,39
545-550	0,24	0,27	0,30	0,37	0,40
550-555	0,25	0,28	0,31	0,38	0,41
555-560	0,26	0,29	0,32	0,39	0,42
560-565	0,27	0,30	0,33	0,40	0,43
565-570	0,27	0,31	0,34	0,41	0,44
570-575	0,28	0,31	0,35	0,42	0,46
575-580	0,29	0,32	0,36	0,44	0,47
580-585	0,30	0,33	0,37	0,45	0,48
585-590	0,31	0,35	0,38	0,47	0,50
590-595	0,32	0,36	0,40	0,48	0,52
595-600	0,33	0,37	0,41	0,50	0,54
600-605	0,35	0,39	0,43	0,52	0,56
605-610	0,36	0,40	0,44	0,54	0,58
610-615	0,37	0,42	0,46	0,56	0,61
615-620	0,39	0,44	0,48	0,59	0,63
620-625	0,41	0,46	0,50	0,61	0,66
625-630	0,43	0,48	0,53	0,64	0,69
630-635	0,45	0,50	0,56	0,68	0,73
635-640	0,47	0,53	0,59	0,71	0,77
640-645	0,50	0,56	0,62	0,76	0,81
645-650	0,53	0,60	0,66	0,80	0,86
650-655	0,57	0,64	0,70	0,86	0,92
655-660	0,61	0,68	0,75	0,92	0,99
660-665	0,66	0,73	0,81	0,99	1,07
665-670	0,71	0,80	0,88	1,08	1,16
670-675	0,78	0,87	0,97	1,18	1,27
675-680	0,86	0,97	1,07	1,31	1,41
680-685	5,05	5,81	6,56	8,26	8,98

685-690	5,28	6,16	7,04	9,09	9,97
690-695	5,67	6,59	7,51	9,65	10,57
695-700	6,18	7,16	8,13	10,38	11,35
700-705	6,89	7,94	8,98	11,39	12,42
705-710	8,01	9,16	10,30	12,93	14,06
710-715	10,20	11,54	12,85	15,87	17,16
715-720	24,88	26,76	28,65	33,10	35,03
720-725	12,65	14,15	15,64	19,03	20,48
725-730	8,88	10,11	11,32	14,11	15,30
730-735	7,38	8,47	9,56	12,06	13,14
735-740	6,50	7,51	8,52	10,84	11,83
740-745	5,90	6,85	7,80	9,99	10,93
745-750	5,46	6,36	7,26	9,35	10,25
750-755	5,12	5,98	6,84	8,85	9,71
755-760	0,91	1,02	1,13	1,38	1,49
760-765	0,82	0,92	1,02	1,24	1,33
765-770	0,75	0,83	0,92	1,12	1,21
770-775	0,68	0,76	0,85	1,03	1,11
775-780	0,63	0,71	0,78	0,95	1,03
780-785	0,59	0,66	0,73	0,89	0,95
785-790	0,55	0,61	0,68	0,83	0,89
790-795	0,52	0,58	0,64	0,78	0,84
795-800	0,49	0,54	0,60	0,73	0,79
800-805	0,46	0,52	0,57	0,69	0,75
805-810	0,44	0,49	0,54	0,66	0,71
810-815	0,42	0,47	0,52	0,63	0,68
815-820	0,40	0,45	0,49	0,60	0,65
820-825	0,38	0,43	0,47	0,57	0,62
825-830	0,37	0,41	0,45	0,55	0,59
830-835	0,35	0,39	0,43	0,53	0,57
835-840	0,34	0,38	0,42	0,51	0,55
840-845	0,33	0,36	0,40	0,49	0,53
845-850	0,32	0,35	0,39	0,47	0,51
850-855	0,30	0,34	0,38	0,46	0,49
855-860	0,30	0,33	0,36	0,44	0,48

860-865	0,29	0,32	0,35	0,43	0,46
865-870	0,28	0,31	0,34	0,42	0,45
870-875	0,27	0,30	0,33	0,40	0,44
875-880	0,26	0,29	0,32	0,39	0,42
880-885	0,25	0,28	0,31	0,38	0,41
885-890	0,25	0,28	0,31	0,37	0,40
890-895	0,24	0,27	0,30	0,36	0,39
895-900	0,24	0,26	0,29	0,35	0,38
900-905	0,23	0,26	0,28	0,34	0,37
905-910	0,22	0,25	0,28	0,34	0,36
910-915	0,22	0,25	0,27	0,33	0,35
915-920	0,21	0,24	0,26	0,32	0,35
920-925	0,21	0,23	0,26	0,31	0,34
925-930	0,21	0,23	0,25	0,31	0,33
930-935	0,20	0,22	0,25	0,30	0,32
935-940	0,20	0,22	0,24	0,30	0,32
940-945	0,19	0,22	0,24	0,29	0,31
945-950	0,19	0,21	0,23	0,28	0,31
950-955	0,19	0,21	0,23	0,28	0,30
955-960	0,18	0,20	0,22	0,27	0,29
960-965	0,18	0,20	0,22	0,27	0,29
965-970	0,18	0,20	0,22	0,26	0,28
970-975	0,17	0,19	0,21	0,26	0,28
975-980	0,17	0,19	0,21	0,25	0,27
980-985	0,17	0,19	0,21	0,25	0,27
985-990	0,16	0,18	0,20	0,25	0,26
990-995	0,16	0,18	0,20	0,24	0,26
995-1000	0,16	0,18	0,20	0,24	0,26
1000-1005	0,16	0,17	0,19	0,23	0,25
1005-1010	0,15	0,17	0,19	0,23	0,25
1010-1015	0,15	0,17	0,19	0,23	0,24
1015-1020	0,15	0,17	0,18	0,22	0,24
1020-1025	0,15	0,16	0,18	0,22	0,24
1025-1030	0,15	0,16	0,18	0,22	0,23
1030-1035	0,14	0,16	0,18	0,21	0,23

1035-1040	0,14	0,16	0,17	0,21	0,23
1040-1045	0,14	0,16	0,17	0,21	0,22
1045-1050	0,14	0,15	0,17	0,21	0,22
1050-1055	0,14	0,15	0,17	0,20	0,22
1055-1060	0,13	0,15	0,16	0,20	0,22
1060-1065	0,13	0,15	0,16	0,20	0,21
1065-1070	0,13	0,15	0,16	0,19	0,21
1070-1075	0,13	0,14	0,16	0,19	0,21
1075-1080	0,13	0,14	0,16	0,19	0,20
1080-1085	0,13	0,14	0,15	0,19	0,20
1085-1090	0,12	0,14	0,15	0,19	0,20
1090-1095	0,12	0,14	0,15	0,18	0,20
1095-1100	0,12	0,14	0,15	0,18	0,20
1100-1105	0,12	0,14	0,15	0,18	0,19
1105-1110	0,12	0,13	0,15	0,18	0,19
1110-1115	0,12	0,13	0,15	0,18	0,19
1115-1120	0,12	0,13	0,14	0,17	0,19
1120-1125	0,12	0,13	0,14	0,17	0,19
1125-1130	0,11	0,13	0,14	0,17	0,18
1130-1135	0,11	0,13	0,14	0,17	0,18
1135-1140	0,11	0,12	0,14	0,17	0,18
1140-1145	0,11	0,12	0,14	0,17	0,18
1145-1150	0,11	0,12	0,13	0,16	0,18
1150-1155	0,11	0,12	0,13	0,16	0,17
1155-1160	0,11	0,12	0,13	0,16	0,17
1160-1165	0,11	0,12	0,13	0,16	0,17
1165-1170	0,11	0,12	0,13	0,16	0,17
1170-1175	0,10	0,12	0,13	0,16	0,17
1175-1180	0,10	0,12	0,13	0,15	0,17
1180-1185	0,10	0,11	0,13	0,15	0,16
1185-1190	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
1190-1195	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
1195-1200	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
1200-1205	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16
1205-1210	0,10	0,11	0,12	0,15	0,16

1210-1215	0,10	0,11	0,12	0,14	0,16
1215-1220	0,10	0,11	0,12	0,14	0,15
1220-1225	0,09	0,11	0,12	0,14	0,15
1225-1230	0,09	0,10	0,12	0,14	0,15
1230-1235	0,09	0,10	0,11	0,14	0,15
1235-1240	0,09	0,10	0,11	0,14	0,15
1240-1245	0,09	0,10	0,11	0,14	0,15
1245-1250	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
1250-1255	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
1255-1260	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
1260-1265	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
1265-1270	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
1270-1275	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
1275-1280	0,09	0,10	0,11	0,13	0,14
1280-1285	0,09	0,09	0,10	0,13	0,14
1285-1290	0,08	0,09	0,10	0,13	0,14
1290-1295	0,08	0,09	0,10	0,13	0,13
1295-1300	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1300-1305	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1305-1310	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1310-1315	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1315-1320	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1320-1325	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1325-1330	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1330-1335	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1335-1340	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
1340-1345	0,08	0,09	0,10	0,12	0,12
1345-1350	0,08	0,09	0,09	0,12	0,12
1350-1355	0,08	0,09	0,09	0,11	0,12
1355-1360	0,08	0,08	0,09	0,11	0,12
1360-1365	0,08	0,08	0,09	0,11	0,12
1365-1370	0,08	0,08	0,09	0,11	0,12
1370-1375	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
1375-1380	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
1380-1385	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12

1385-1390	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
1390-1395	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
1395-1400	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
1400-1405	0,07	0,08	0,09	0,11	0,12
1405-1410	0,07	0,08	0,09	0,11	0,11
1410-1415	0,07	0,08	0,09	0,11	0,11
1415-1420	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
1420-1425	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
1425-1430	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
1430-1435	0,07	0,08	0,08	0,10	0,11
1435-1440	0,07	0,08	0,08	0,10	0,11

Fuente: Elaboración propia (2015)

ANEXO 3
MÉTODOS
(CLARK, SCS)

3.1 Métodos

3.1.1 Modelo HU del SCS

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) propuso un modelo paramétrico de Hidrograma Unitario (HU); dicho hidrograma expresa el hidrograma de descarga como la relación de la descarga pico del HU, para cualquier tiempo, una fracción T_p , el tiempo al pico del HU.

Las investigaciones del SCS sugieren que el pico del HU y el tiempo al pico del HU se relacionen mediante la ecuación:

$$U_p = C \frac{A}{T_p} \quad (1)$$

En el cual A = área de la cuenca; y C = constante de conversión (2.08 en SI y 484 en el sistema libra – pie). El tiempo al pico (también se conoce como tiempo de incremento) se relaciona con la duración de la unidad de exceso de precipitación mediante la ecuación:

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \quad (2)$$

Donde Δt = duración de la precipitación en exceso (el cual es un intervalo de cálculo en HEC-HMS); y t_{lag} = retardo de la cuenca, definido como el tiempo diferencia entre el centro de masa del exceso de lluvia y el pico del HU.

Cuando se especifica el tiempo de retardo, HEC – HMS resuelve la ecuación (2) para encontrar el tiempo al pico del HU, y la ecuación (1) para encontrar el pico del HU. Conocidos U_p y T_o , el HU se encuentra a partir del formato dimensional, el cual se incluye en el HEC – HMS, por multiplicación.

- **Estimación de los parámetros del Hidrograma Unitario del SCS**

Para cuencas sin medición, el SCS sugiere que el tiempo de retardo del HU se debe relacionar con el tiempo de concentración t_c , con la ecuación:

$$t_{lag} = 0,6 t_c \quad (3)$$

El tiempo de concentración es un parámetro cuasi – físico que se puede estimar con la ecuación de Kirpich:

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (4)$$

Identificar los canales abiertos donde la información de la sección transversal esté disponible. Obtener las secciones transversales de levantamientos topográficos de campo, planos o fotografías aéreas. Para estos canales, la velocidad se estima mediante la ecuación de Manning. Una vez que la velocidad se ha estimado, el tiempo de viaje en el canal se calcula con la ecuación:

$$t_{channel} = \frac{L}{V} \quad (5)$$

Dónde:

L = longitud del canal

El flujo laminar es el flujo sobre la superficie de la tierra, antes de que el agua llegue al canal. Las distancias son cortas – en el orden de 10 – 100 metros. El SCS sugiere que el tiempo de viaje del flujo laminar se puede estimar con la ecuación:

$$t_{sheet} = \frac{0,0007 (NL)^{0,8}}{(P_2)^{0,5} S^{0,4}} \quad (6)$$

Dónde:

N = coeficiente de rugosidad del flujo sobre la tierra.

L = longitud del flujo.

P_2 = 2 años (24 horas de altura de lluvia).

S = pendiente de la línea hidráulica (aproximada a la pendiente del terreno).

El flujo laminar generalmente se convierte en turbulento después de 100 metros. La velocidad promedio para el flujo en completa turbulencia se puede estimar como:

$V = 16.1345 \sqrt{S}$ - para superficies no pavimentadas

$V = 20.3282 \sqrt{S}$ – para superficies pavimentadas.

A partir de esto, el tiempo de viaje se estima con la ecuación de L/V.

3.1.2 Modelo del HU de Clark

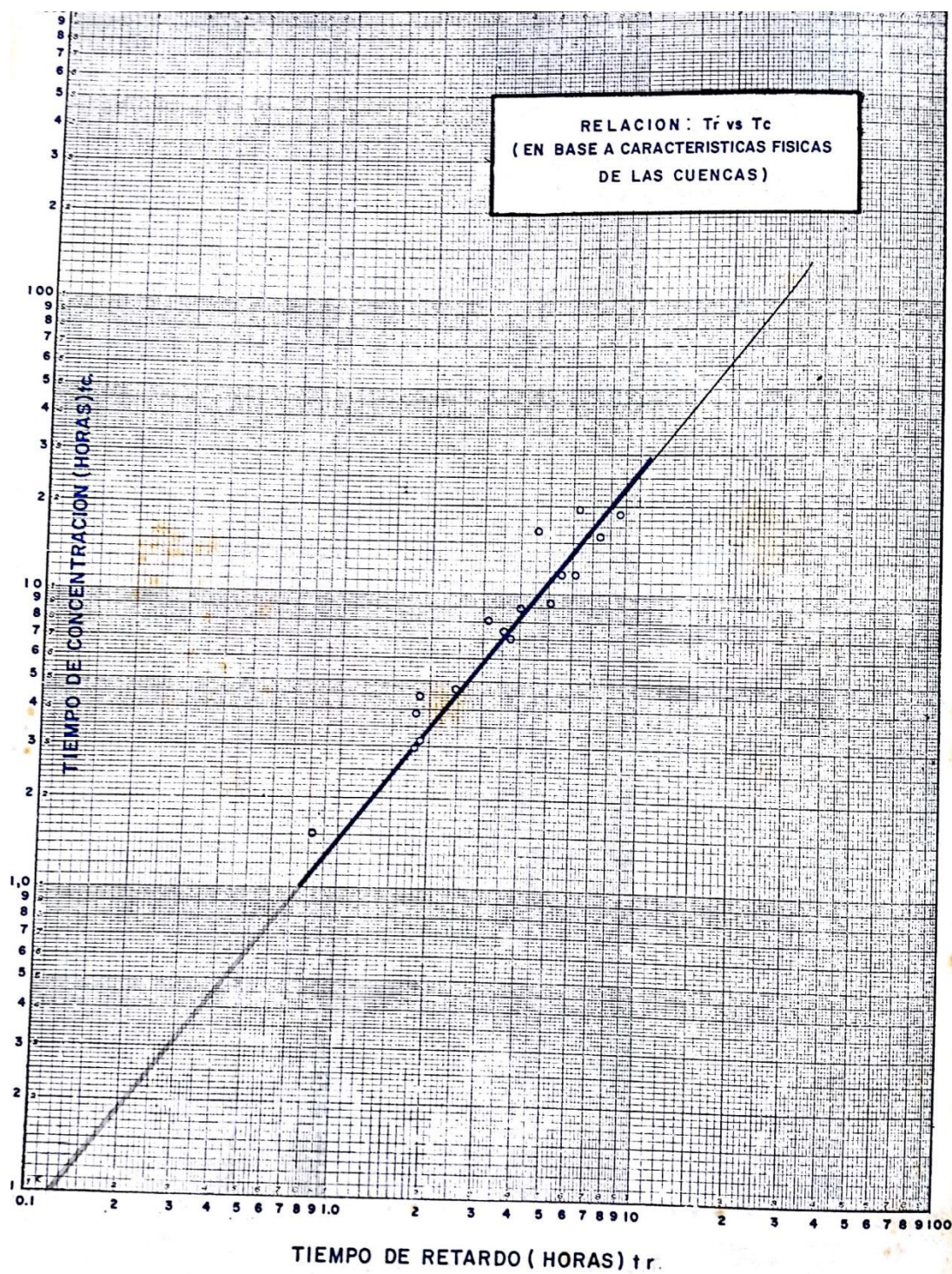
El modelo de Clark genera un HU para una cuenca mediante representación explícita de dos procesos críticos en la transformación del exceso de precipitación en escurrimiento.

- Traslación o movimiento del exceso desde el origen hacia el drenaje hacia la salida de la cuenca.
- Atenuación o reducción de la magnitud de la descarga a medida que el exceso se almacena a lo largo de la cuenca.

Con el modelo de Clark, los embalses lineales representan las consecuencias agregadas de almacenamiento de la cuenca. De manera que, conceptualmente, el embalse se considera que deba ubicarse en la salida de la cuenca. Adicionalmente a este modelo de soporte de almacenamiento, el modelo de Clark determina el tiempo requerido para que el agua se mueva hasta la salida de la cuenca. Esto supone un modelo lineal de canal, en el cual el agua tránsito desde los puntos remotos hasta el embalse lineal en la salida con retardo (traslación), pero sin atenuación. Este retardo se representa implícitamente en el hidrograma de área – tiempo. Con ello se especifica el área de la cuenca contribuyente al caudal en la salida como una función del tiempo. Si el área se multiplica por una altura unitaria se divide entre Δt , el cálculo del periodo de tiempo, el resultado es el caudal de entrada, para un almacenamiento lineal.

- Coeficiente de almacenamiento (R): es un índice de almacenamiento temporal de la precipitación en exceso en la cuenca así como del drenaje hacia el punto de salida. Este se puede estimar también mediante calibración, si la data de caudal y precipitación medida está disponible. Aunque R tiene unidades de tiempo, tiene solo un significado cualitativo en sentido físico. Clark indicó que R se puede calcular como el caudal en punto de inflexión sobre la curva descendente del hidrograma dividido por el tiempo derivado del caudal.

Gráfica 3.1 Tiempo de retardo vs tiempo de concentración



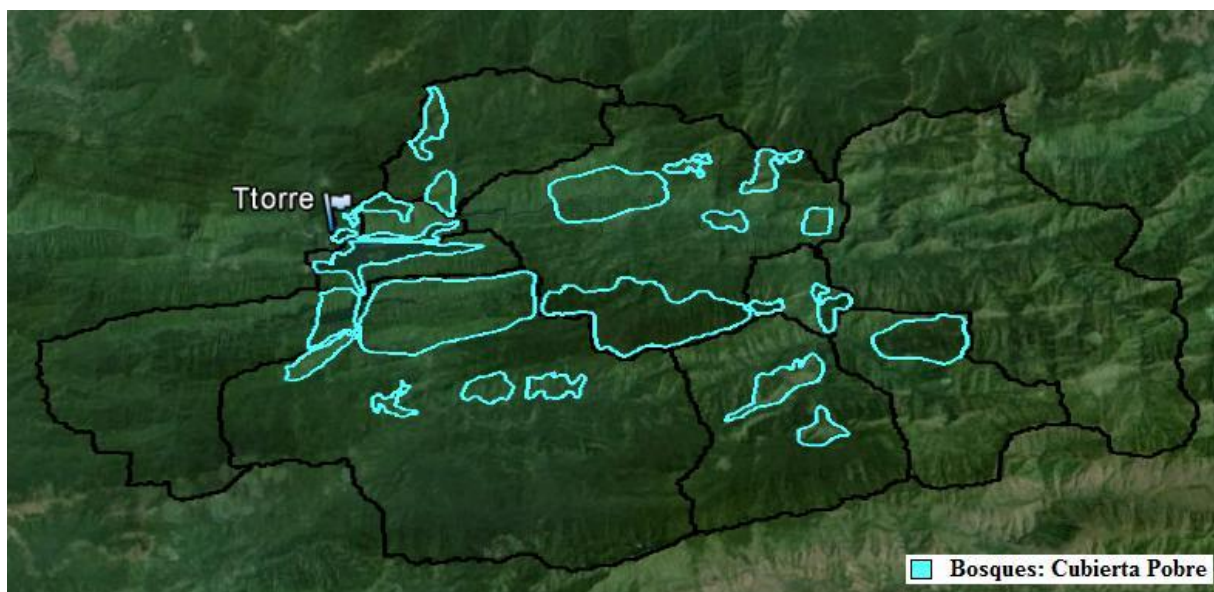


Figura 3.1 Imagen de las áreas de cobertura vegetal para la discriminación realizada para cada subcuenca en GoogleEarth

Fuente: Elaboración propia (2015)

ANEXO 4
HIDROGRAMAS DE CRECIENTES SENCILLAS

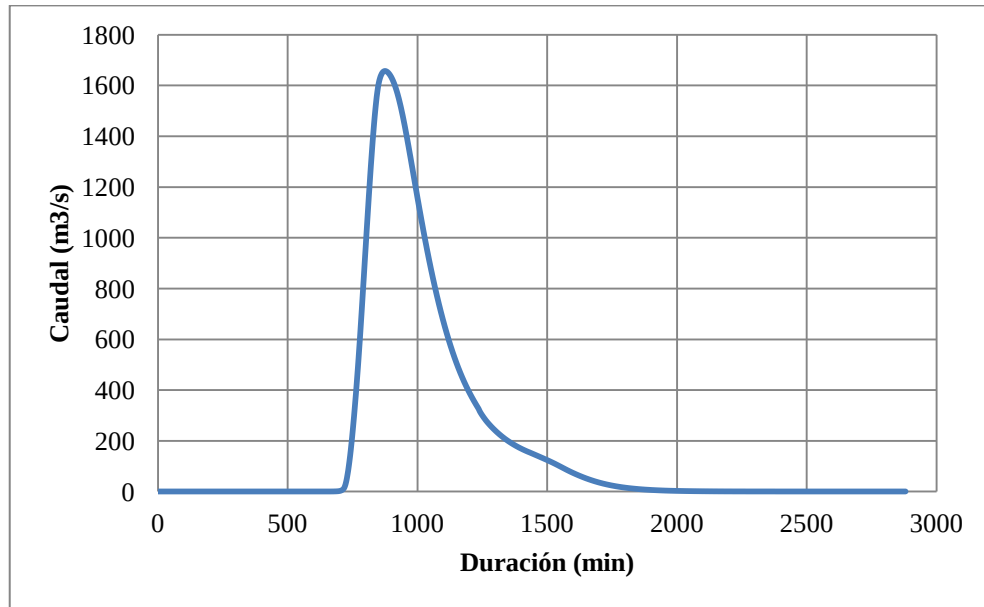


Gráfico 4.1 Hidrograma de crecida sencilla para $Tr=25$ años
 Fuente: Elaboración propia (2015)

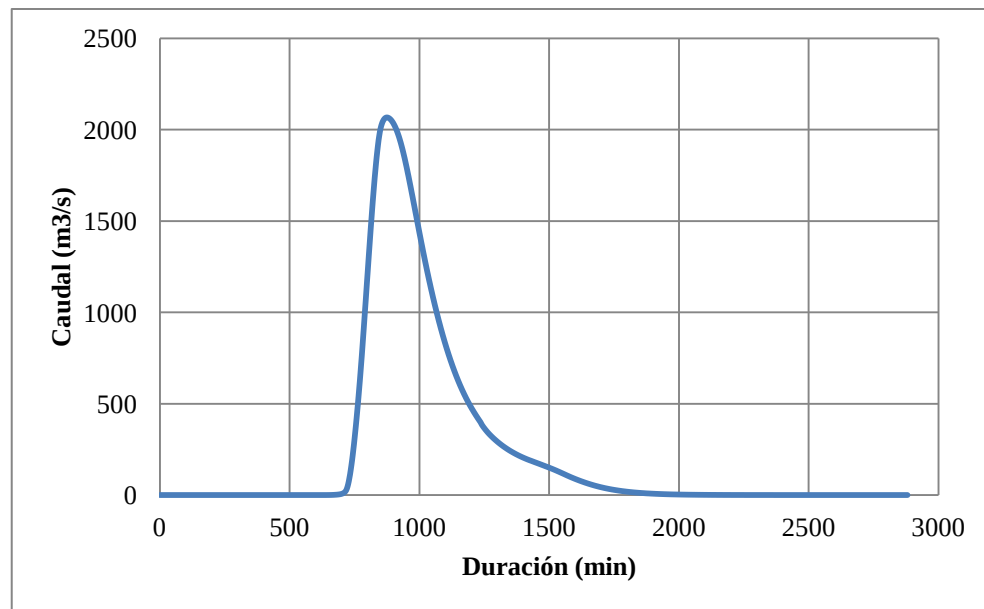


Gráfico 4.2 Hidrograma de crecida sencilla para $Tr=50$ años
 Fuente: Elaboración propia (2015)

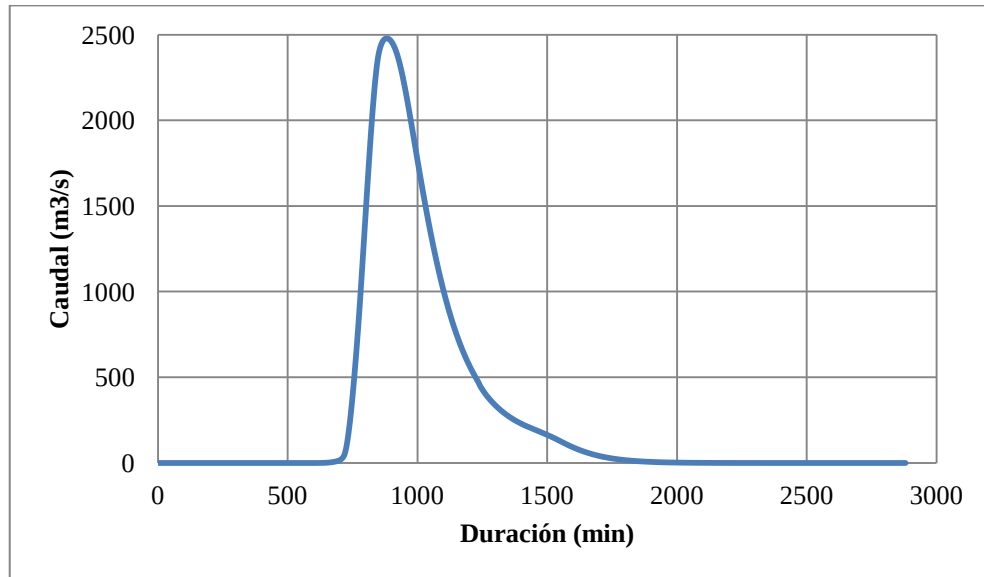


Gráfico 4.3 Hidrograma de crecida sencilla para $Tr=100$ años
 Fuente: Elaboración propia (2015)

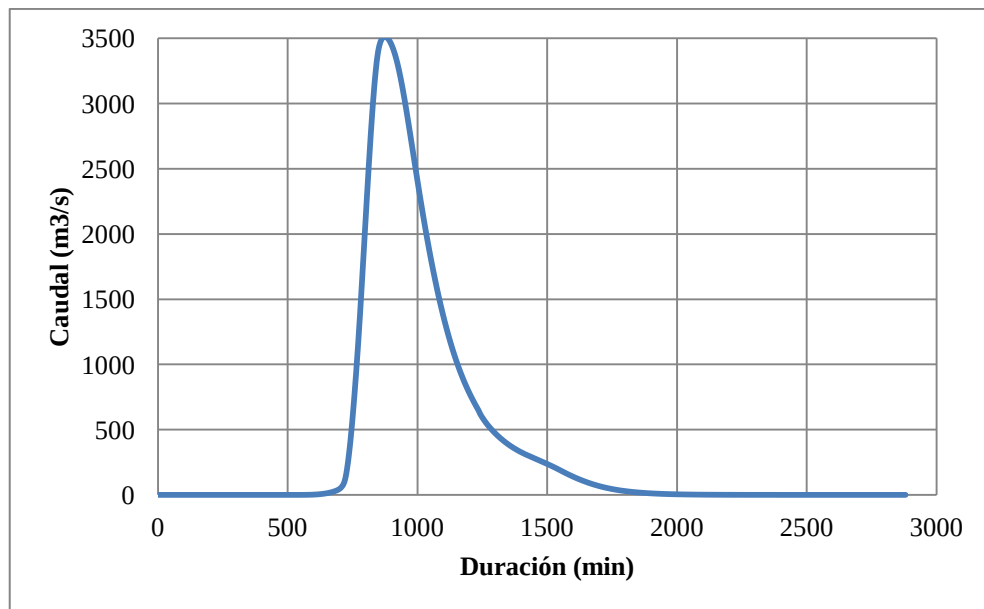


Gráfico 4.4 Hidrograma de crecida sencilla para $Tr=500$ años
 Fuente: Elaboración propia (2015)

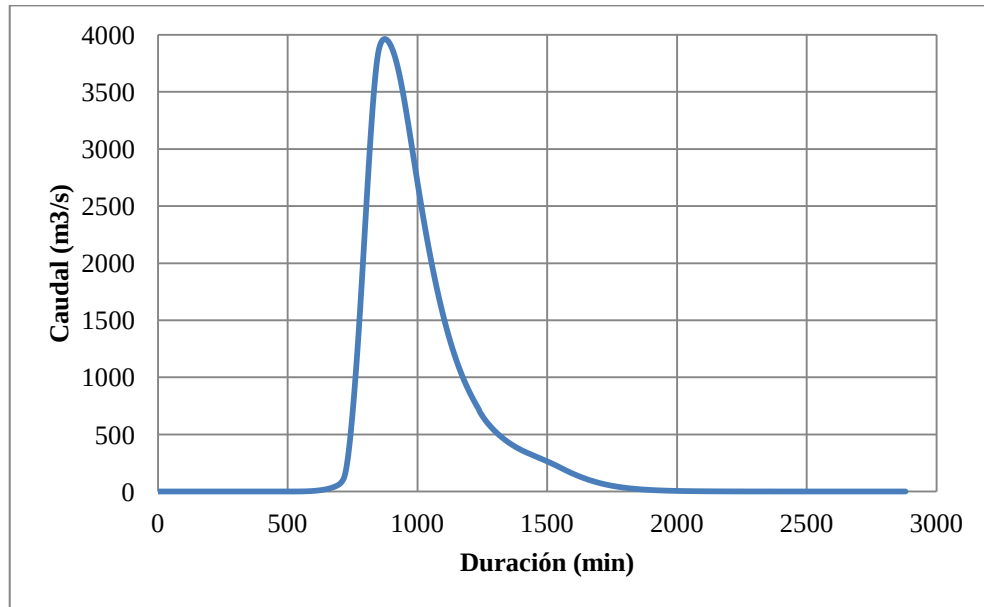


Gráfico 4.5 Hidrograma de crecida sencilla para $Tr=1000$ años
 Fuente: Elaboración propia (2015)

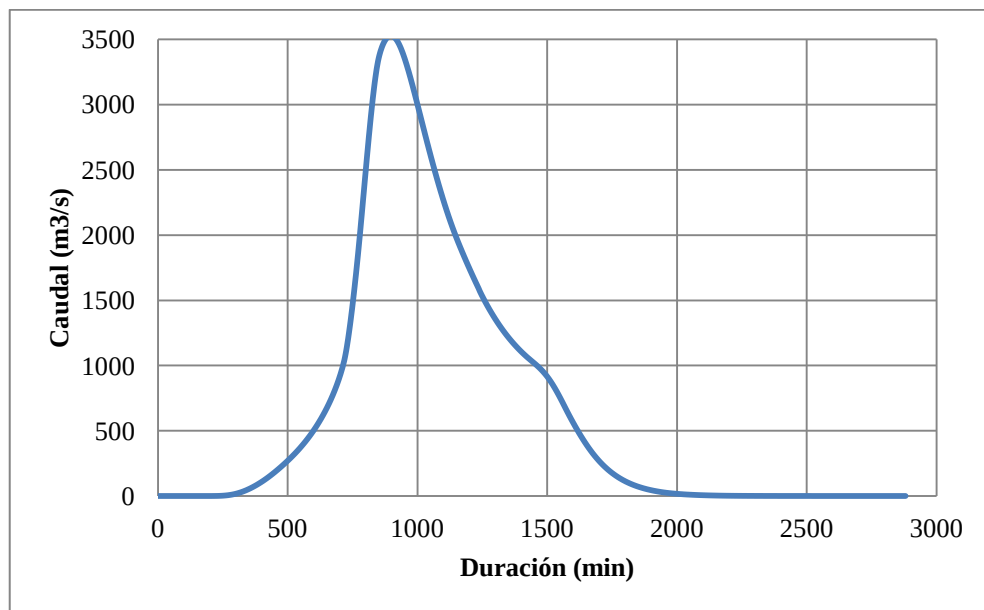


Gráfico 4.6 Hidrograma de crecida sencilla para CMP (8)
 Fuente: Elaboración propia (2015)

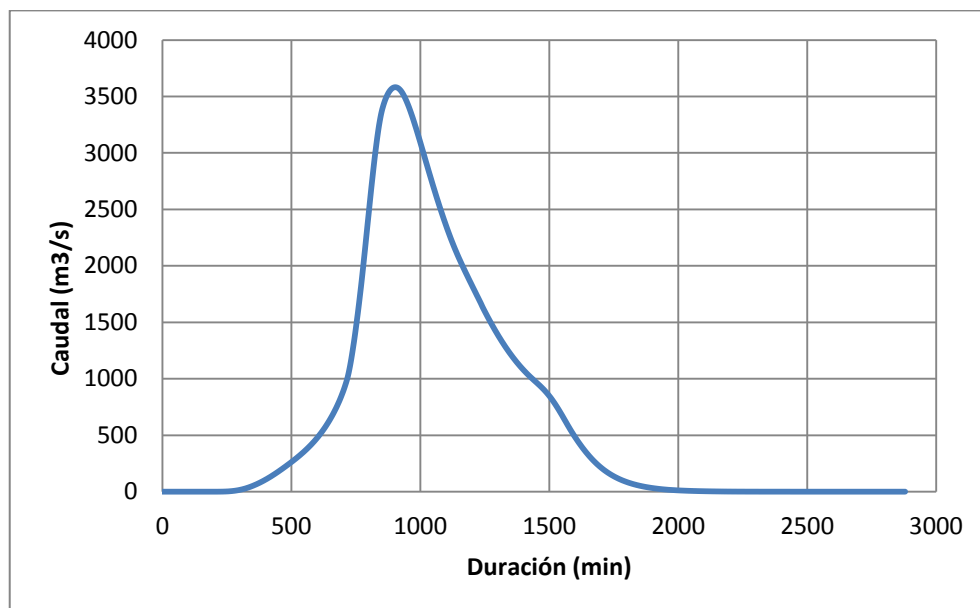


Gráfico 4.7 Hidrograma de crecida sencilla para CMP (10)
Fuente: Elaboración propia (2015)

ANEXO 5

HIDROGRAMAS DE SALIDA ARROJADOS POR EL

TRÁNSITO A TRAVÉS DEL EMBALSE

5.1 Hidrogramas de crecientes sencillas.

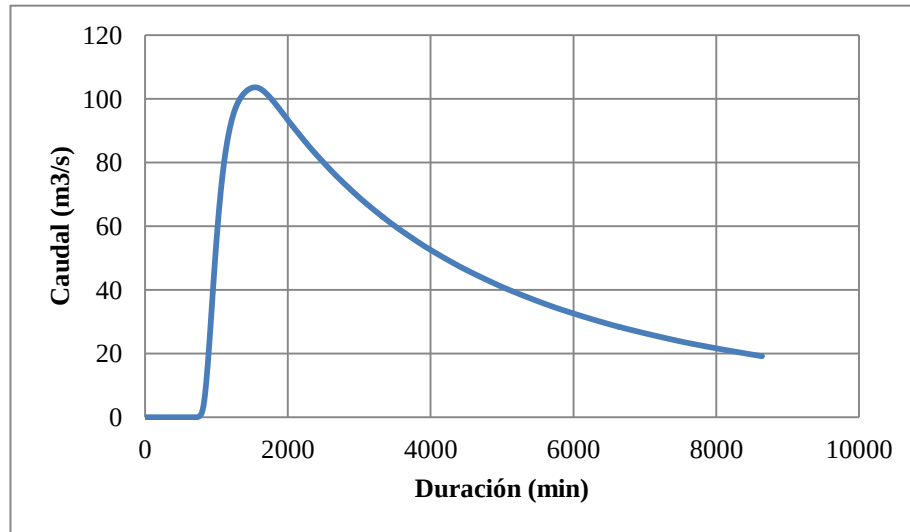


Gráfico 5.1 Hidrograma de salida para creciente sencilla de $Tr=25$ años

Fuente: Elaboración propia (2015)

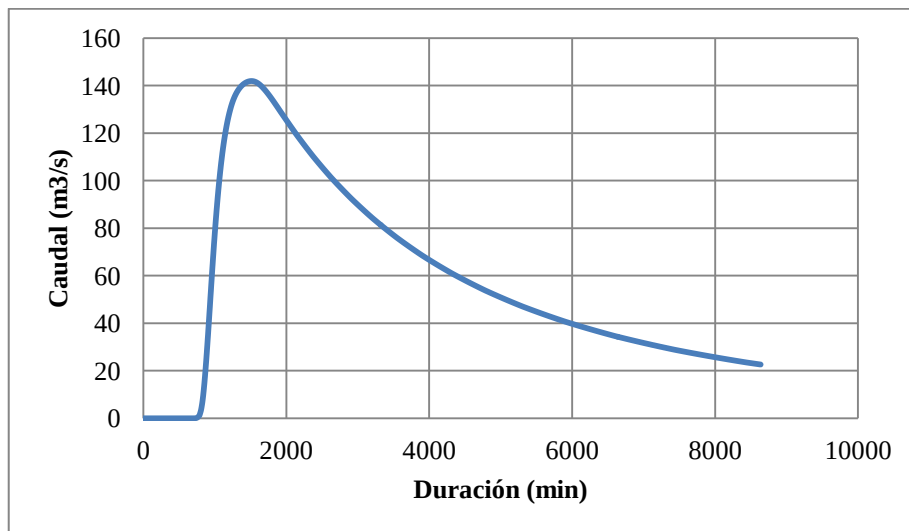


Gráfico 5.2 Hidrograma de salida para creciente sencilla de $Tr=50$ años

Fuente: Elaboración propia (2015)

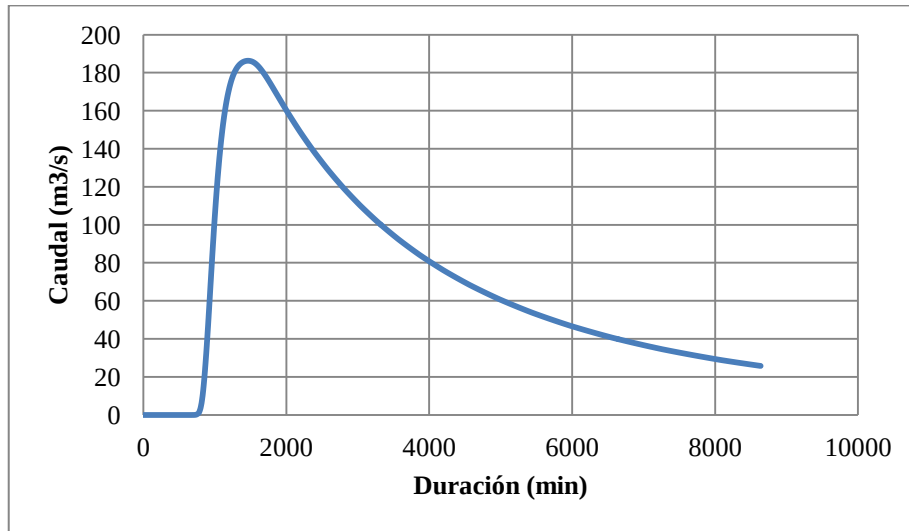


Gráfico 5.3 Hidrograma de salida para creciente sencilla de $Tr=100$ años
 Fuente: Elaboración propia (2015)

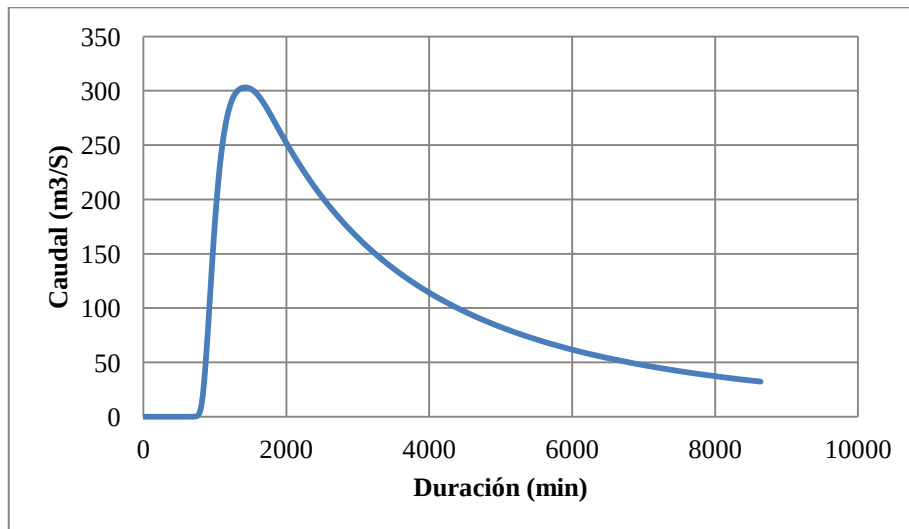


Gráfico 5.4 Hidrograma de salida para creciente sencilla de $Tr=500$ años
 Fuente: Elaboración propia (2015)

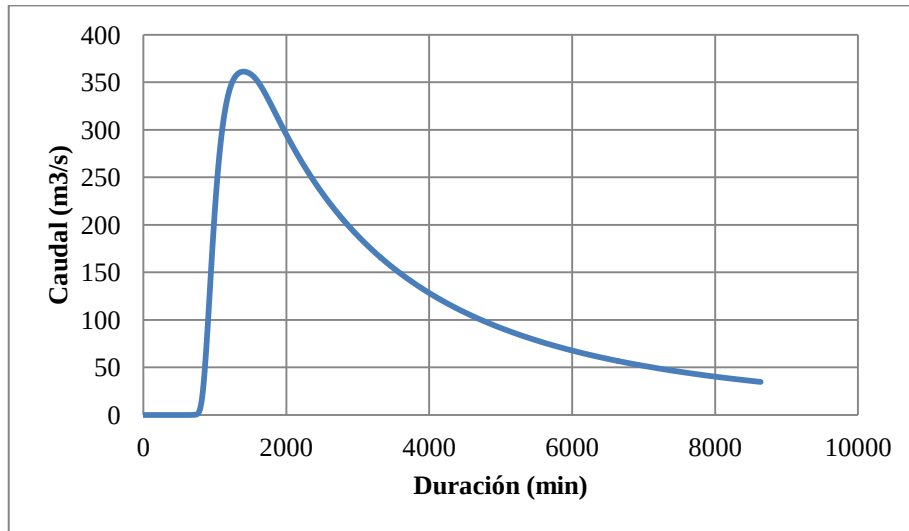


Gráfico 5.5 Hidrograma de salida para creciente sencilla de $T_r=1000$ años
Fuente: Elaboración propia (2015)

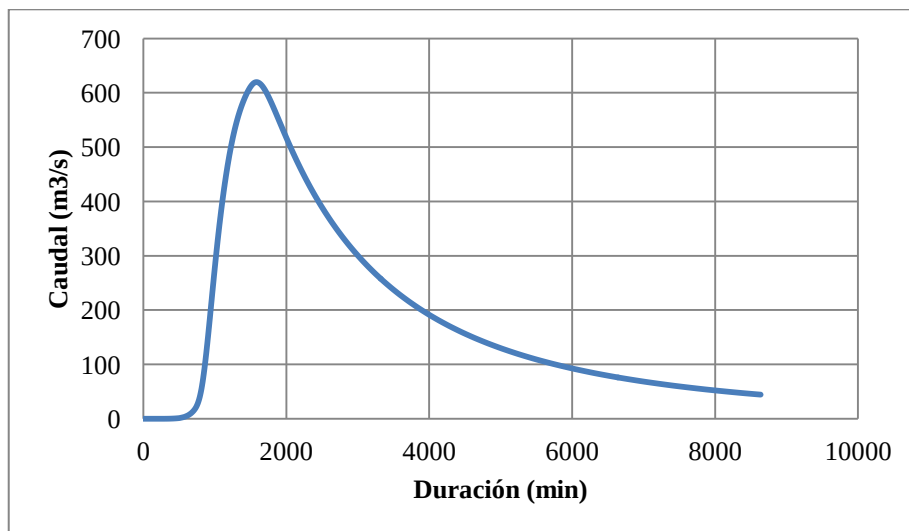


Gráfico 5.6 Hidrograma de salida para creciente sencilla correspondiente a la CMP (8)
Fuente: Elaboración propia (2015)

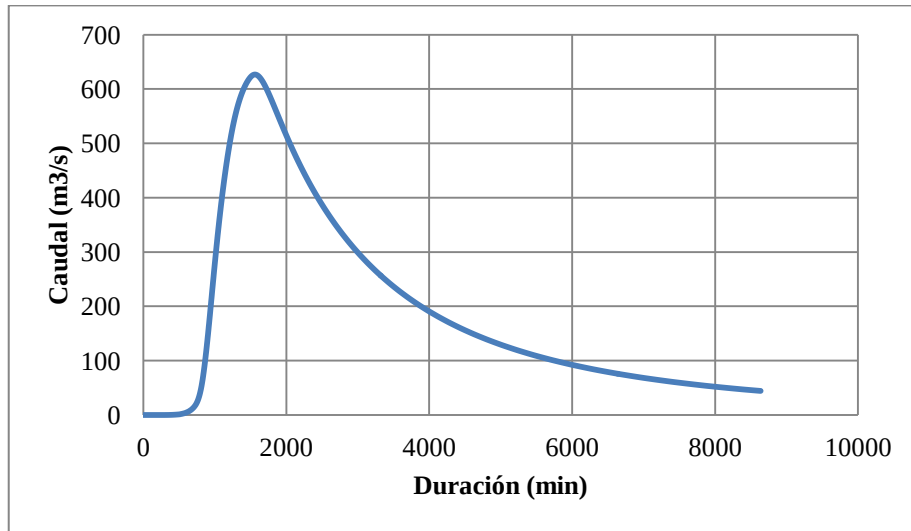


Gráfico 5.7 Hidrograma de salida para creciente sencilla correspondiente a la CMP (10)
Fuente: Elaboración propia (2015)

5.2 Hidrogramas de crecientes complejas

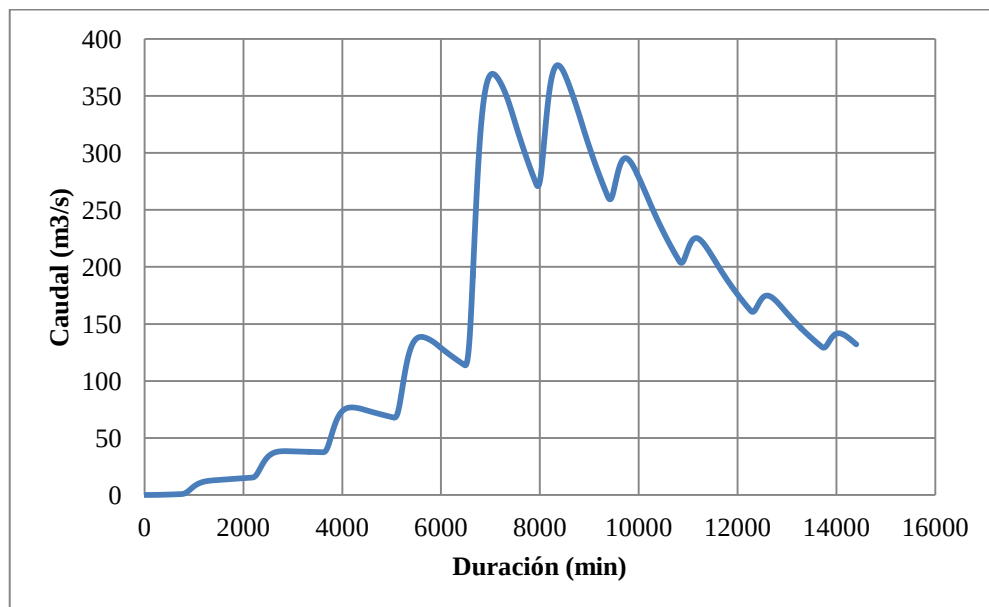


Gráfico 5.8 Hidrograma de salida para creciente compleja de $T_r=100$ años
Fuente: Elaboración propia (2015)

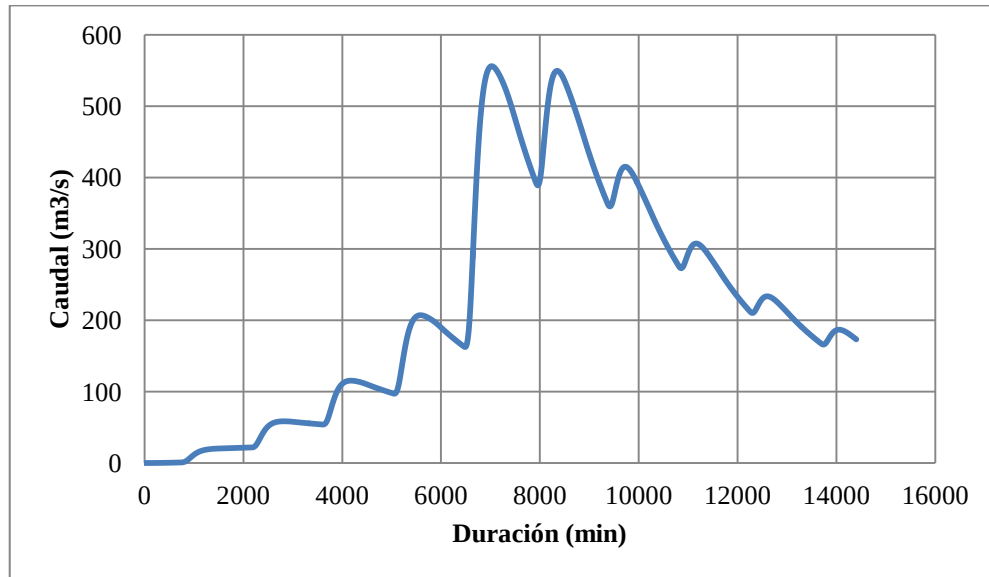


Gráfico 5.9 Hidrograma de salida para creciente compleja de $Tr=500$ años
Fuente: Elaboración propia (2015)

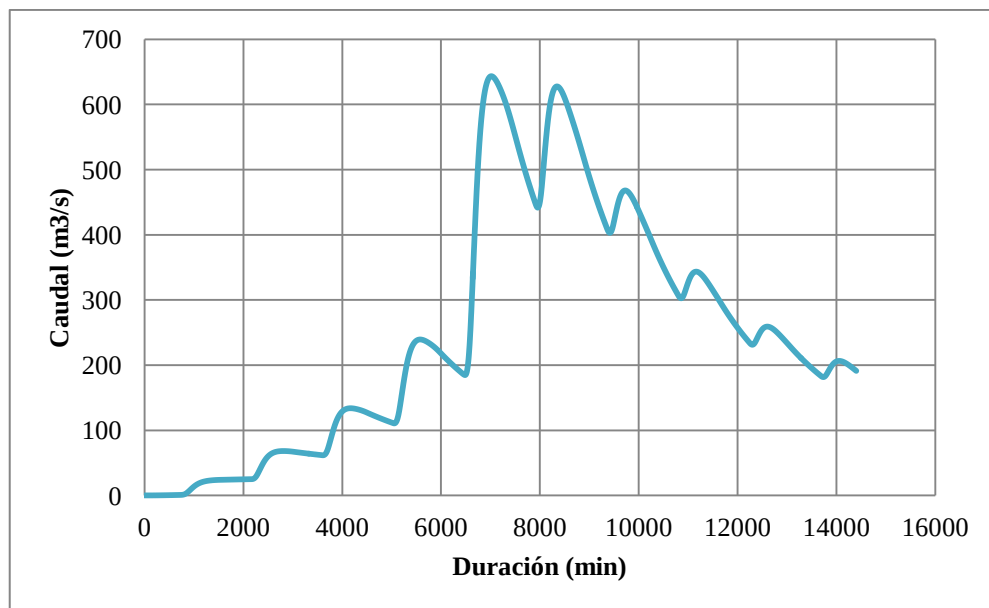


Gráfico 5.10 Hidrograma de salida para creciente compleja de $Tr=1000$ años
Fuente: Elaboración propia (2015)

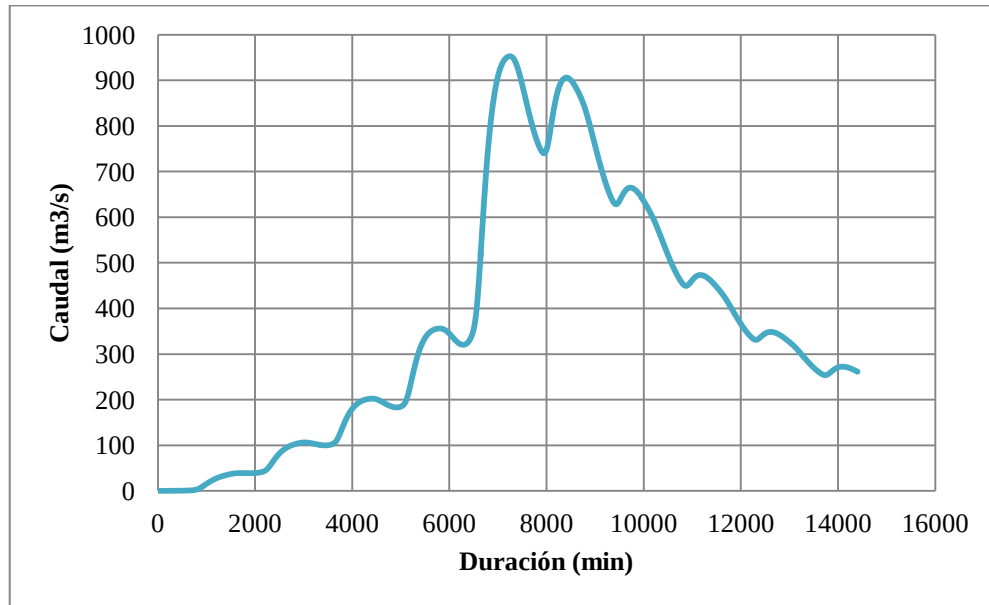


Gráfico 5.11 Hidrograma de salida para creciente compleja correspondiente a CMP (8)
 Fuente: Elaboración propia (2015)

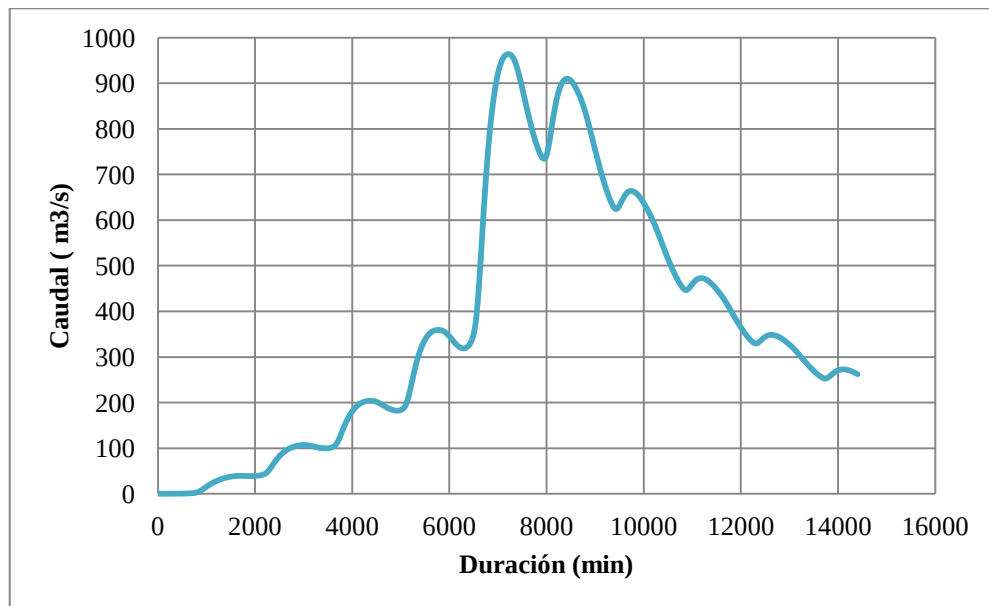
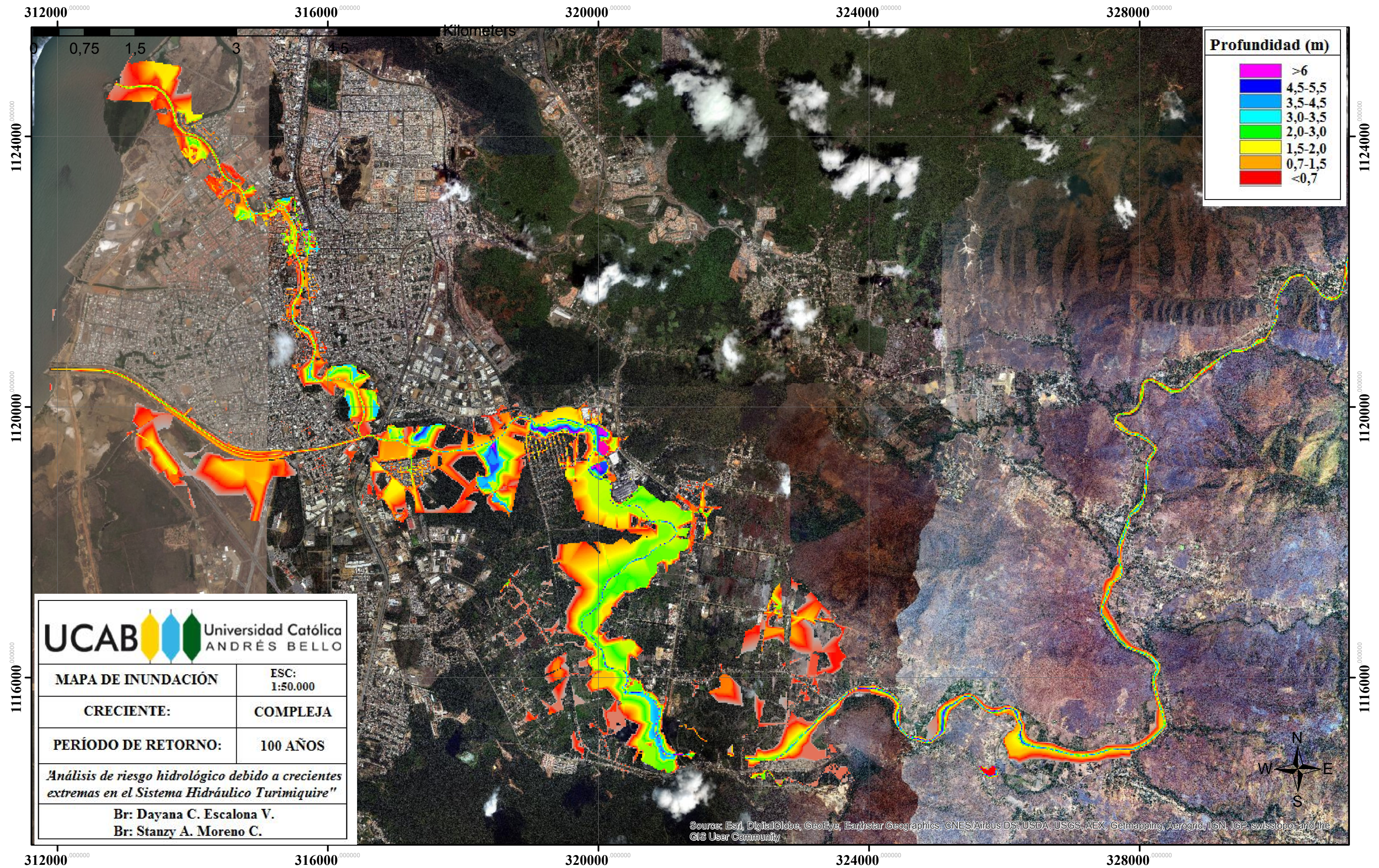
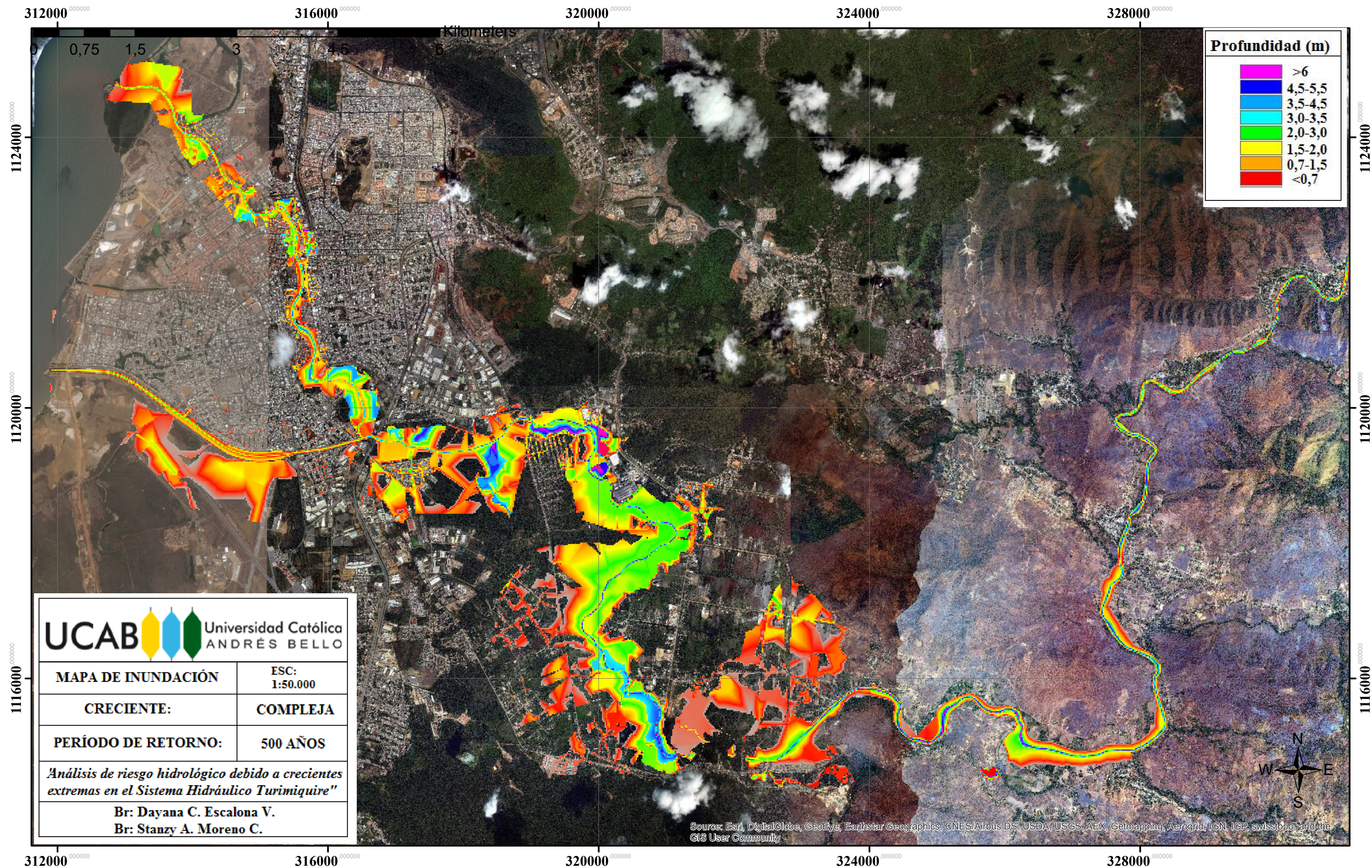


Gráfico 5.12 Hidrograma de salida para creciente compleja correspondiente a CMP (10)
 Fuente: Elaboración propia (2015)

ANEXO 6
MANCHAS DE INUNDACIÓN





UCAB Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

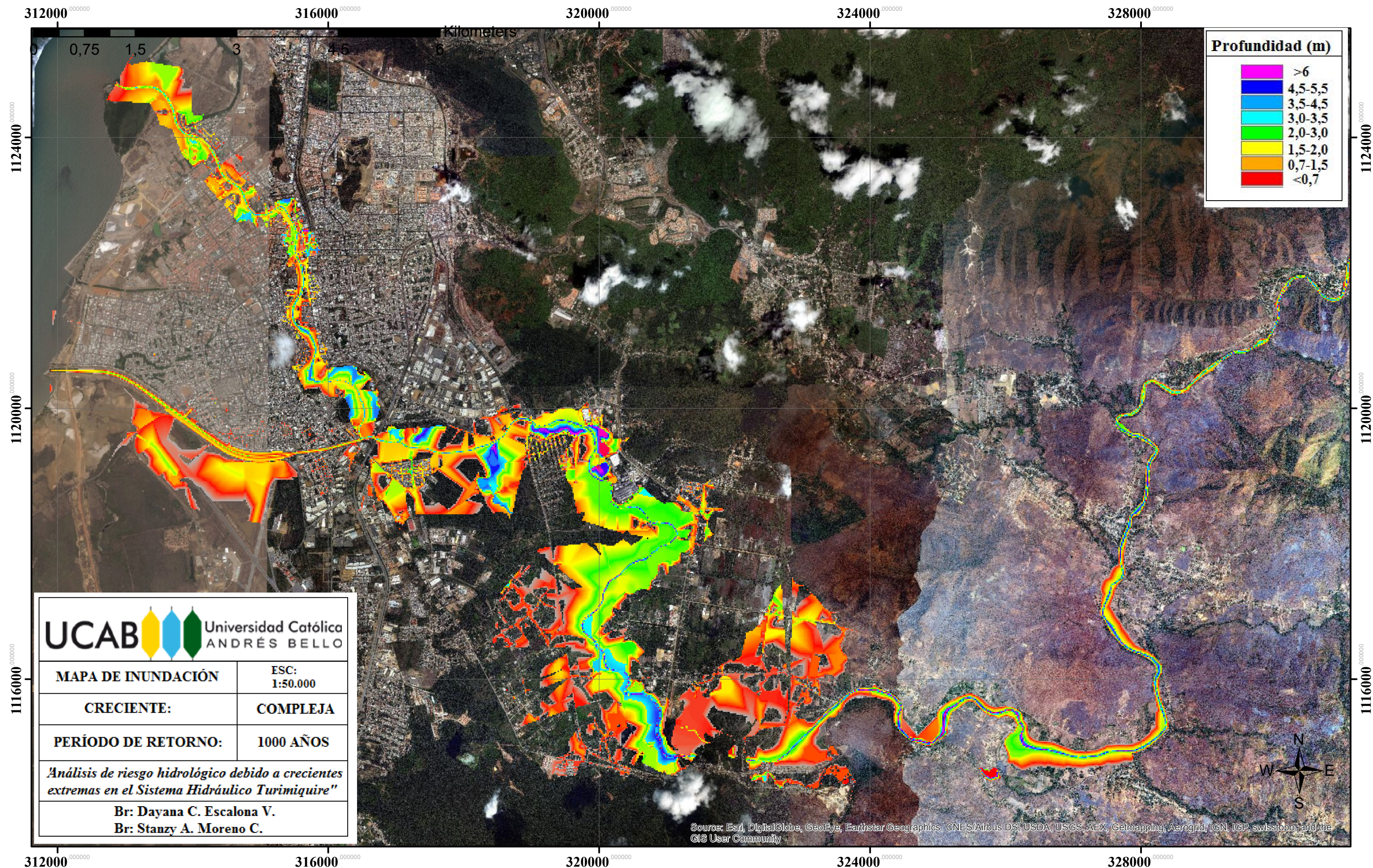
MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
--------------------	------------------

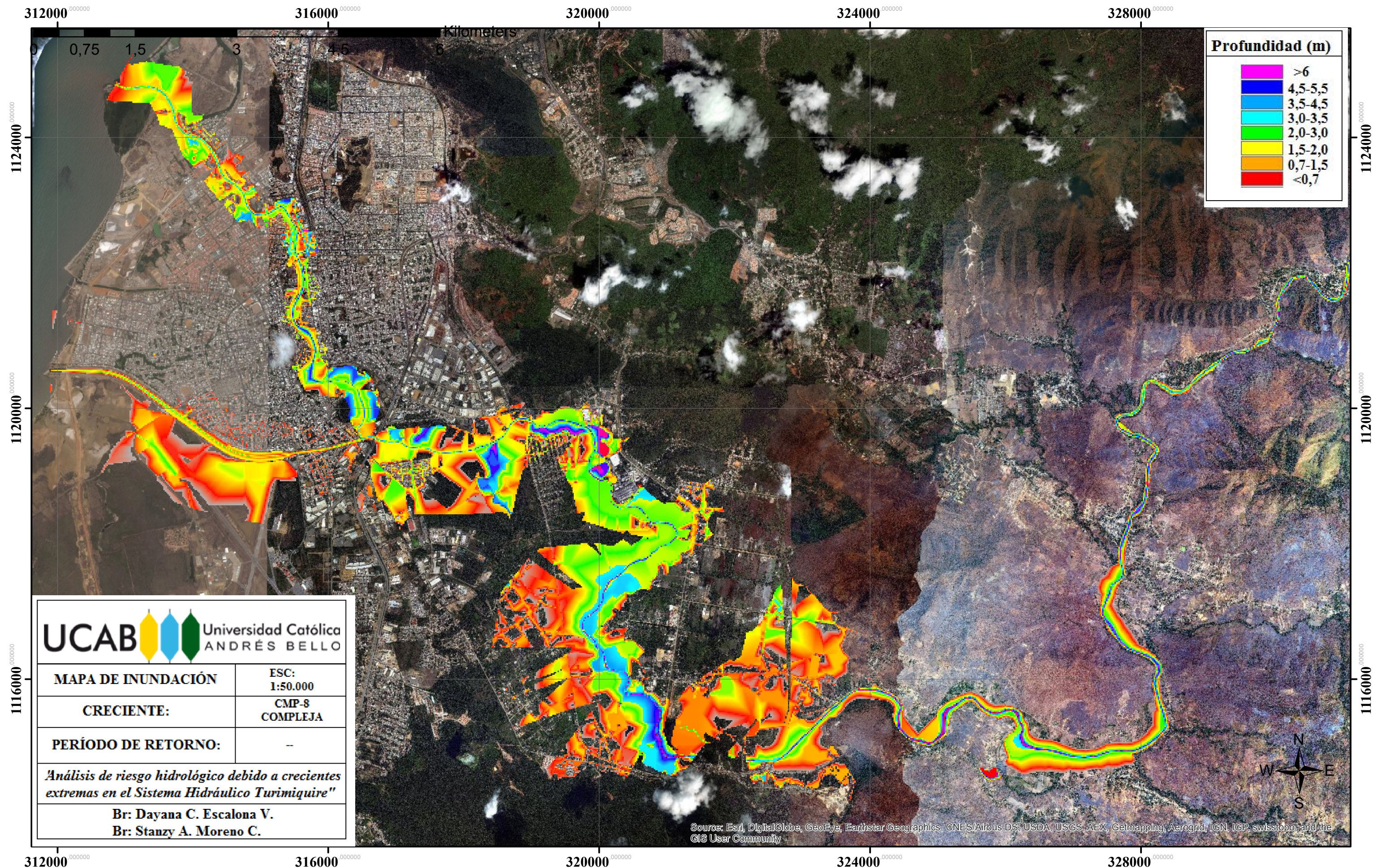
CRECIENTE:	COMPLEJA
------------	----------

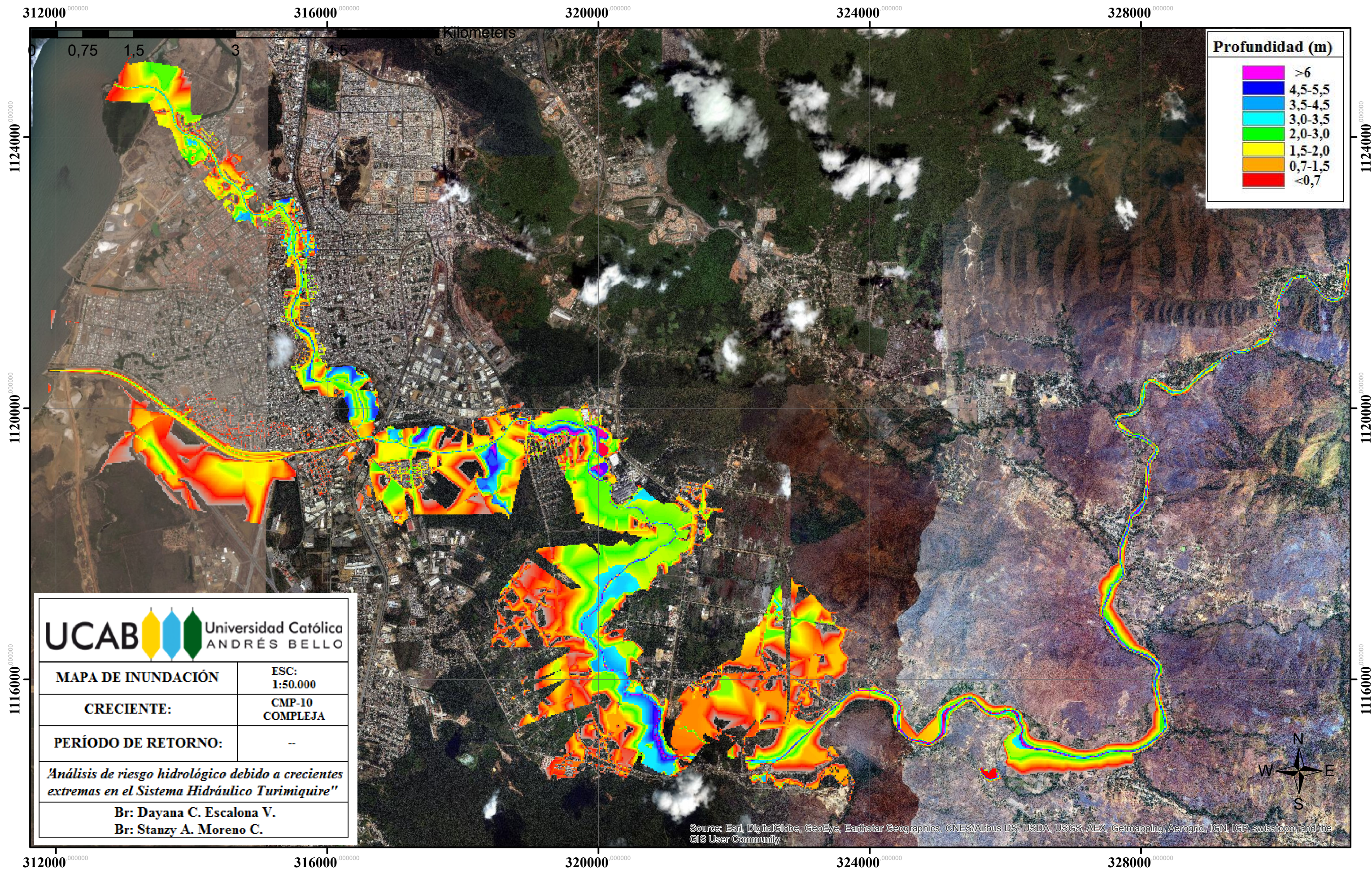
PERÍODO DE RETORNO:	500 AÑOS
---------------------	----------

*Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes
extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"*

Br: Dayana C. Escalona V.
Br: Stanzy A. Moreno C.







Profundidad (m)



MAPA DE INUNDACIÓN

ESC:
1:50.000

CRECIENTE:

CMP-10
COMPLEJA

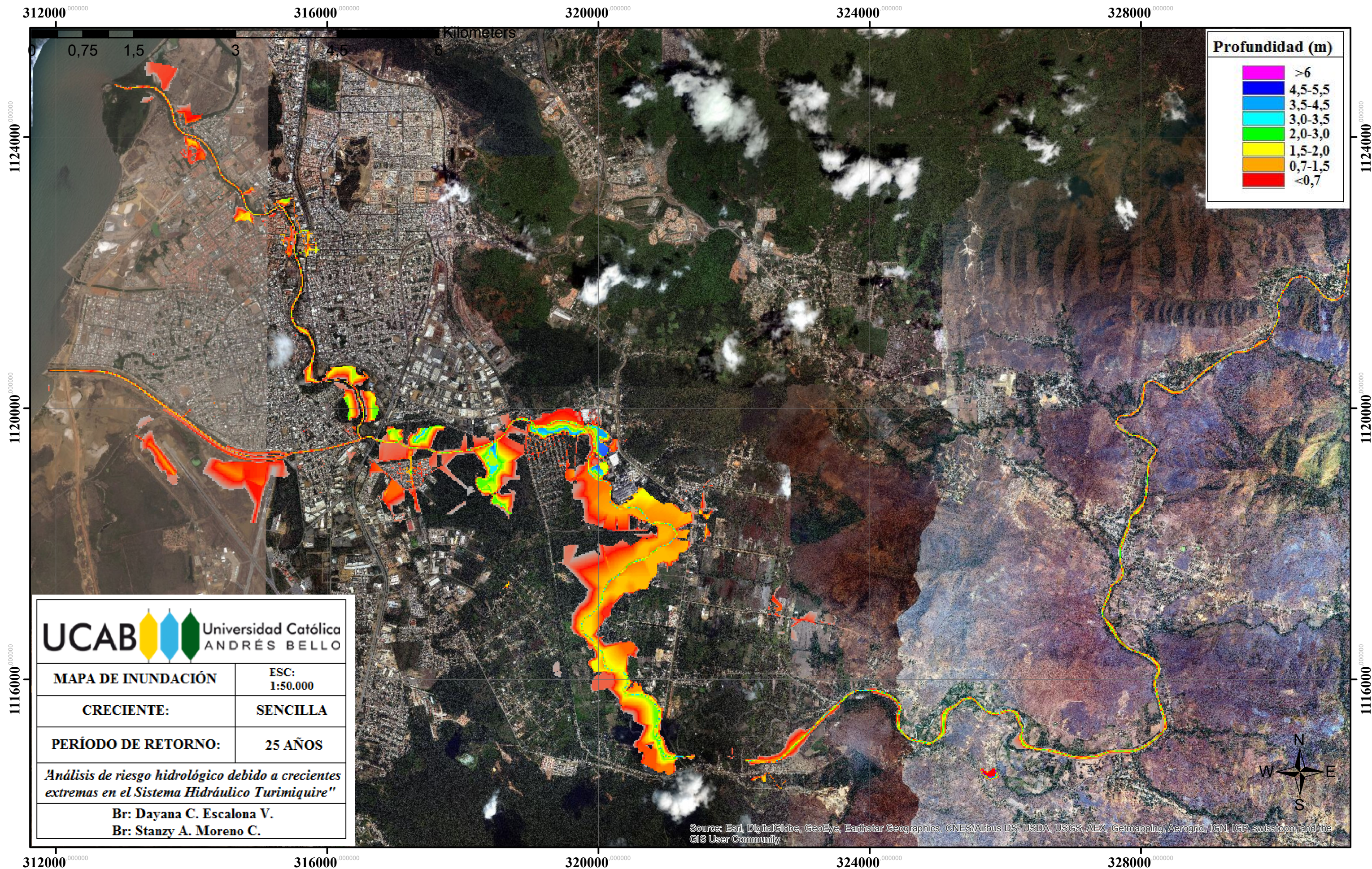
PERÍODO DE RETORNO:

—

*Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes
extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"*

Br: Dayana C. Escalona V.
Br: Stanzy A. Moreno C.

Source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, ICP, swisstopo, and the
GIS User Community

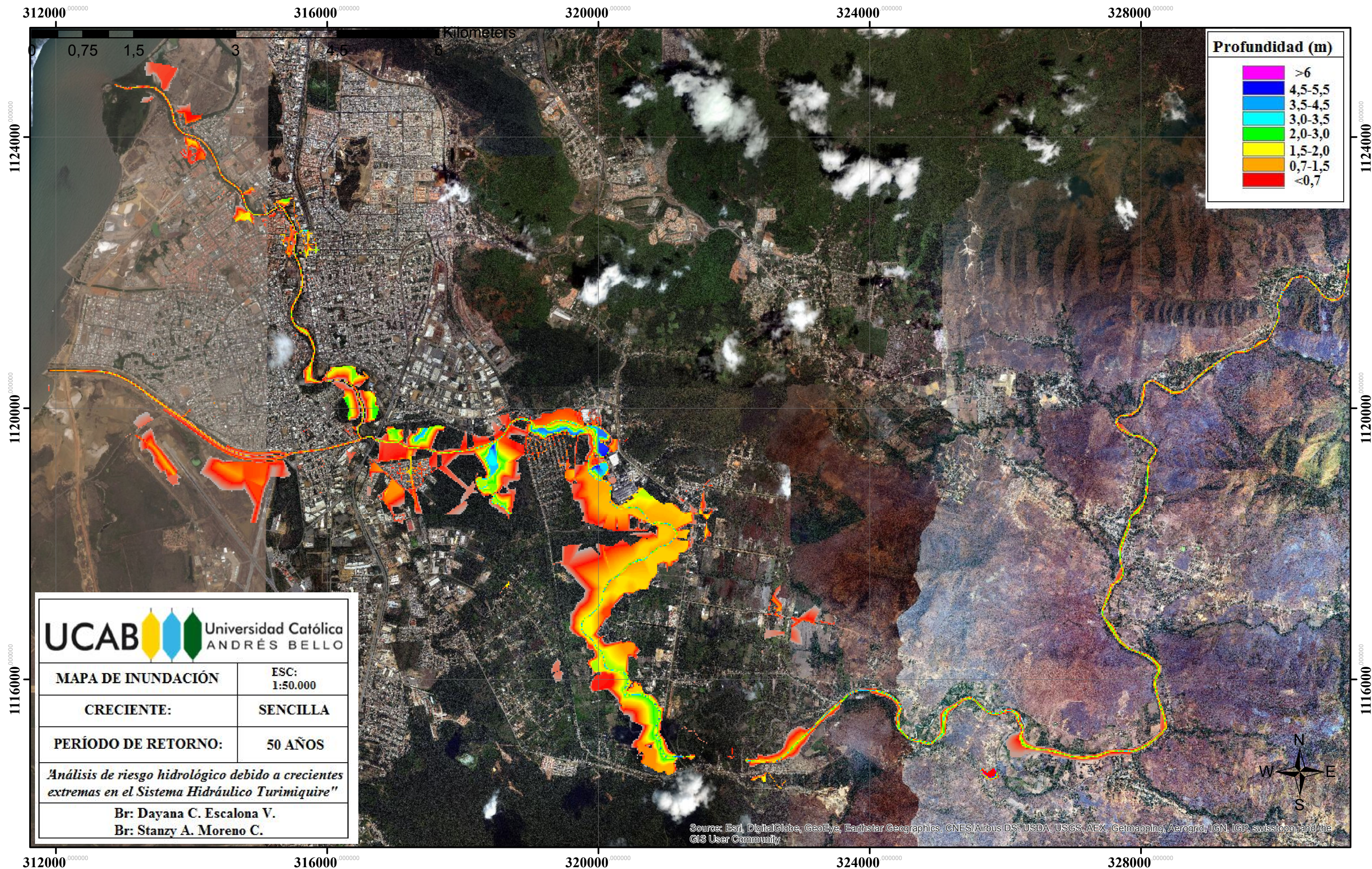




Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
CRECIENTE:	SENCILLA
PERÍODO DE RETORNO:	25 AÑOS
<i>Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"</i>	
Br: Dayana C. Escalona V. Br: Stanzy A. Moreno C.	

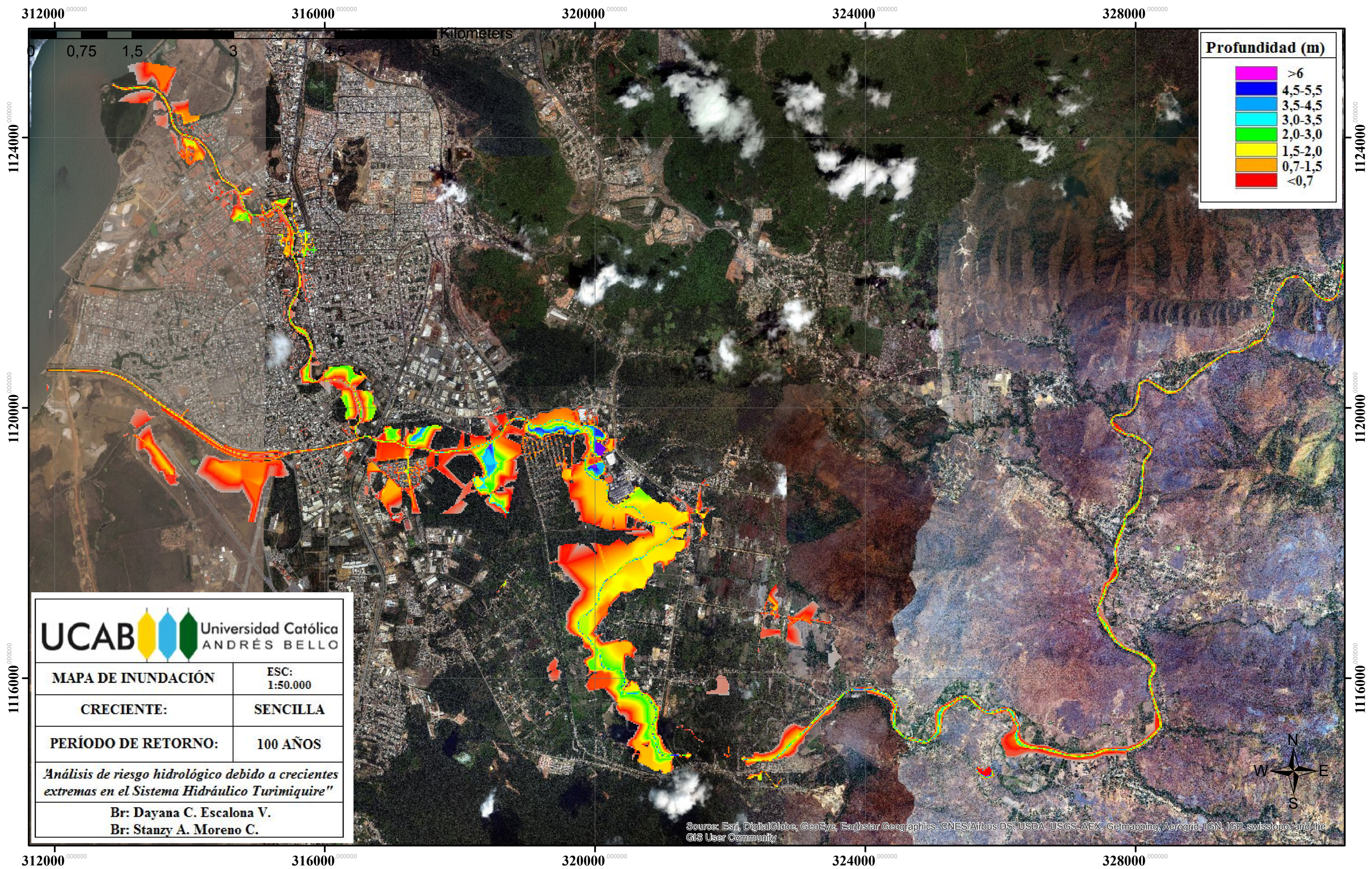
Source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, IGP, swisstopo, and the GIS User Community





Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
CRECIENTE:	SENCILLA
PERÍODO DE RETORNO:	50 AÑOS
<i>Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"</i>	
Br: Dayana C. Escalona V. Br: Stanzy A. Moreno C.	



Profundidad (m)

Magenta	>6
Blue	4,5-5,5
Light Blue	3,5-4,5
Cyan	3,0-3,5
Green	2,0-3,0
Yellow	1,5-2,0
Orange	0,7-1,5
Red	<0,7



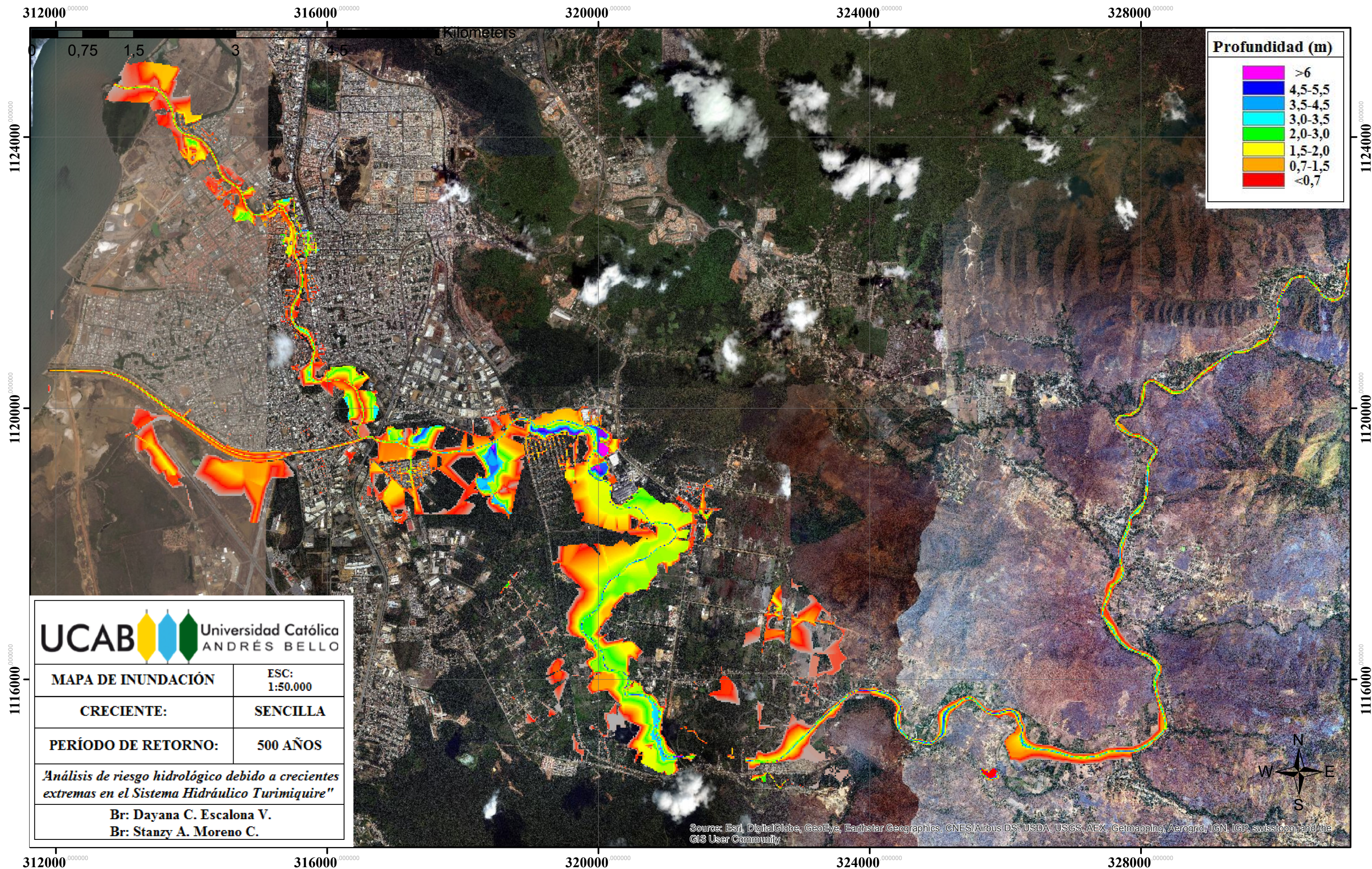
Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
CRECIENTE:	SENCILLA
PERÍODO DE RETORNO:	100 AÑOS

Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"

Br: Dayana C. Escalona V.
Br: Stanzy A. Moreno C.

Source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, IGP, swisstopo, and the GIS User Community

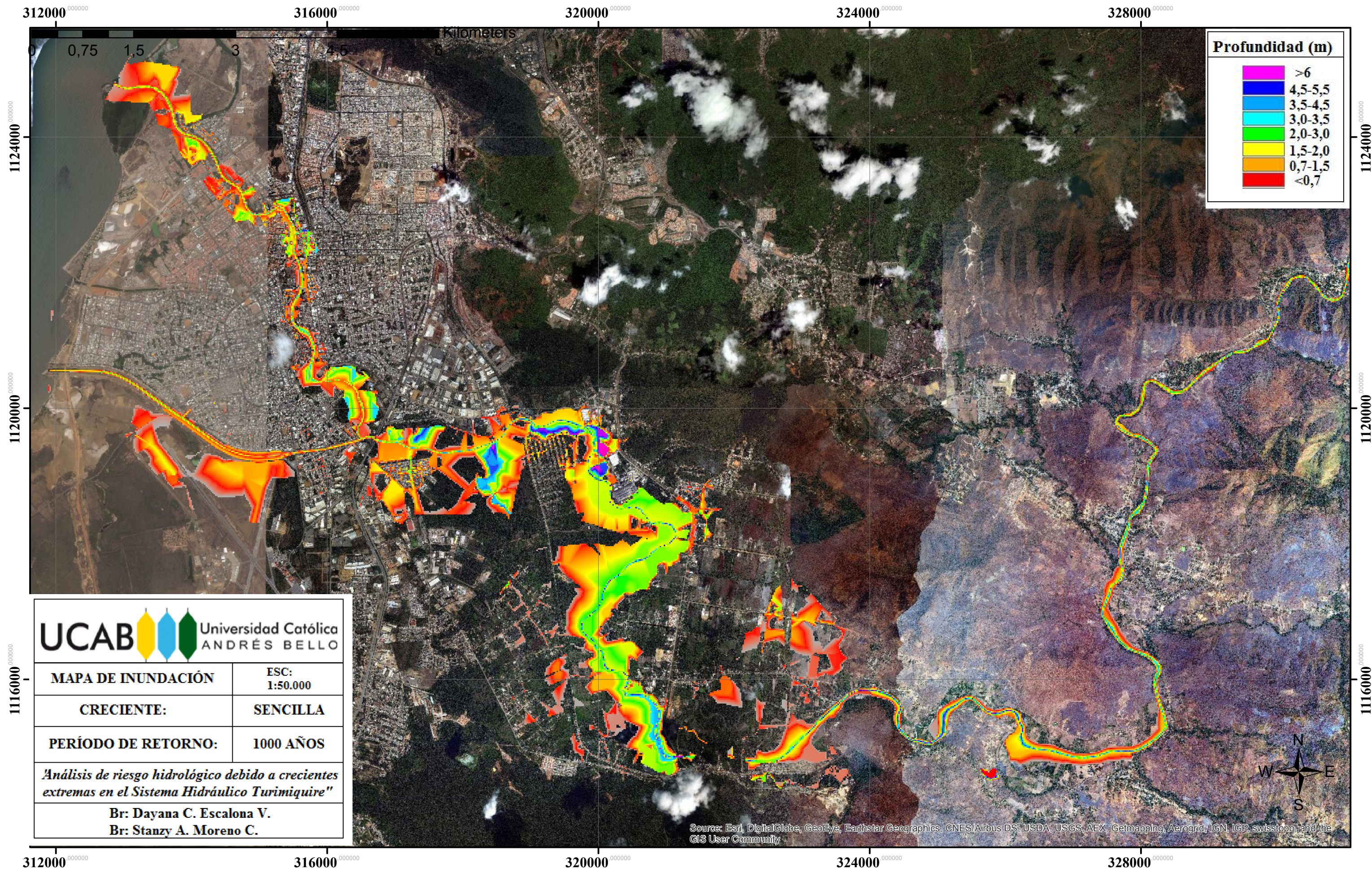




Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
CRECIENTE:	SENCILLA
PERÍODO DE RETORNO:	500 AÑOS
<i>Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"</i>	
Br: Dayana C. Escalona V. Br: Stanzy A. Moreno C.	

Source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, IGP, swisstopo, and the GIS User Community



UCAB

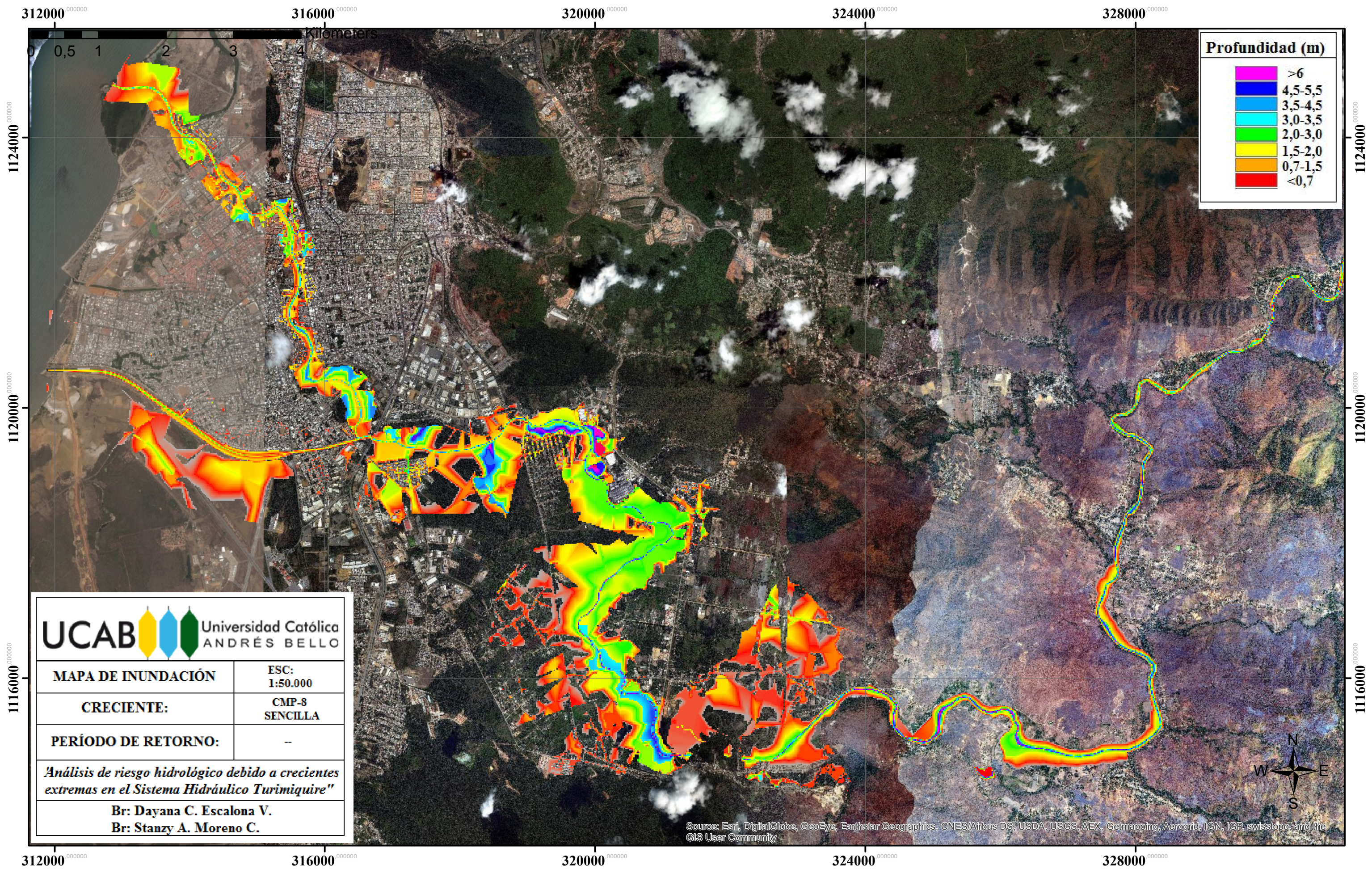
Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
CRECIENTE:	SENCILLA
PERÍODO DE RETORNO:	1000 AÑOS

Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"

Br: Dayana C. Escalona V.
Br: Stanzy A. Moreno C.

Source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, IGP, swisstopo, and the GIS User Community

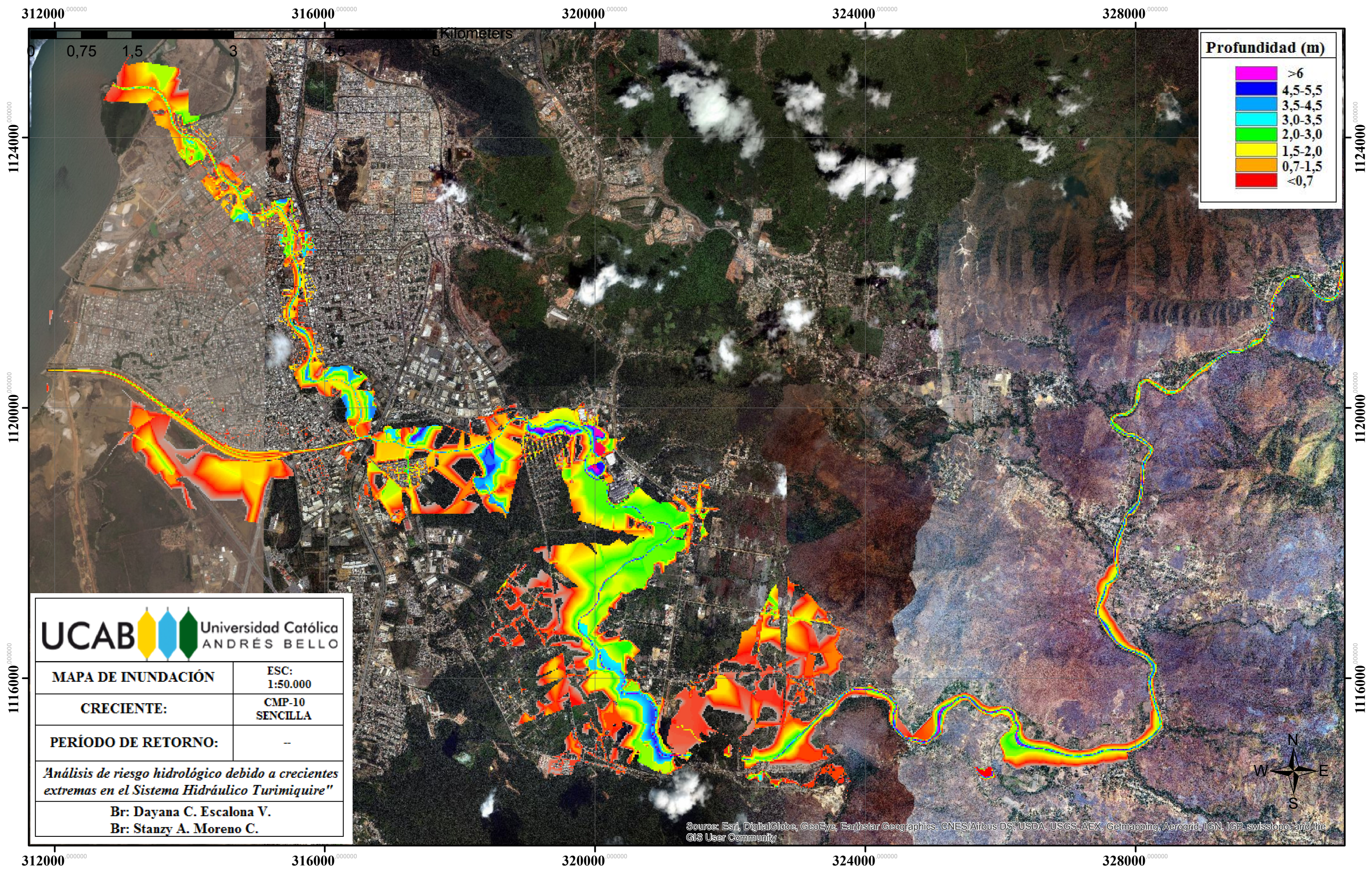




Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
CRECIENTE:	CMP-8 SENCILLA
PERÍODO DE RETORNO:	—
<i>Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"</i>	
Br: Dayana C. Escalona V. Br: Stanzy A. Moreno C.	

Source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, IGP, swisstopo, and the GIS User Community





Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

MAPA DE INUNDACIÓN	ESC: 1:50.000
CRECIENTE:	CMP-10 SENCILLA
PERÍODO DE RETORNO:	--

Análisis de riesgo hidrológico debido a crecientes extremas en el Sistema Hidráulico Turimiquire"

Br: Dayana C. Escalona V.
Br: Stanzy A. Moreno C.

Source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, IGP, swisstopo, and the GIS User Community

ANEXO 7

TABLAS DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS Y PÉRDIDAS DE VIDAS

Tabla 7.1 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de Tr = 25 años

Crecientes sencillas					
Periodo de retomo			25		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Naricual (Capital)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Botalón - Campo Alegre (F)	0,70	Baja	Vago	0,008	5

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	4,6200	1170	1,4	Baja	Vago	0,015	18
Diego Bautista Urbaneja	0,06	194	0,6	Baja	Vago	0,0083	2
Total Víctimas Mortales de la Inundación						25	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.2 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de Tr = 50 años

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			50		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Naricual (Capital)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Botalón - Campo Alegre (F)	2,60	Baja	Vago	0,030	18

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	7,1882	1820	1,6	Baja	Vago	0,018	33
Diego Bautista Urbaneja	0,0728	236	0,55	Baja	Vago	0,0083	2
Total Víctimas Mortales de la Inundación						53	

Tabla 7.3 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de Tr = 100 años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			100		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural		Baja	Vago		0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	1,90	Baja	Vago	0,018	86
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	0,80	Baja	Vago	0,008	26
Naricual (Capital)	1,30	Baja	Vago	0,015	189
Botalón - Campo Alegre (F)	3,40	Media	Vago	0,035	21

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	7,4963	1898	1,6	Baja	Vago	0,018	35
Diego Bautista Urbaneja	0,1016	329	0,55	Baja	Vago	0,0083	3
Total Víctimas Mortales de la Inundación						360	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.4 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de $T_r = 500$ años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			500		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	1,40	Baja	Vago	0,015	72
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	1,40	Baja	Vago	0,015	47
Naricual (Capital)	2,00	Baja	Vago	0,022	277
Botalón - Campo Alegre (F)	3,40	Media	Vago	0,035	21

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	8,5220	2157	1,6	Baja	Vago	0,018	39
Diego Bautista Urbaneja	0,1582	511	0,55	Baja	Vago	0,0083	5
Total Víctimas Mortales de la Inundación						461	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.5 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de Tr = 1000 años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			1000		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La		Baja	Vago		0
Paraparo		Baja	Vago		0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	1,50	Baja	Vago	0,018	86
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	1,20	Baja	Vago	0,015	47
Naricual (Capital)	2,35	Baja	Vago	0,022	277
Botalón - Campo Alegre (F)	4,00	Media	Vago	0,137	79

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	10,7213	2714	3,25	Media	Vago	0,035	95
Diego Bautista Urbaneja	0,1626	526	1,6	Baja	Vago	0,018	10
Total Víctimas Mortales de la Inundación						594	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.6 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de CMP (8)

Crecientes sencillas					
Creciente máxima probable (8)					
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0	0
Paraparo	0,00	Media	Vago	0	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0	0
San Diego	3,50	Media	Vago	0,083	394
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	2,60	Baja	Vago	0,03	93
Naricual (Capital)	2,40	Baja	Vago	0,022	277
Botalón - Campo Alegre (F)	5,00	Media	Vago	0,243	140

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	11,3690	2878	3,5	Meida	Vago	0,083	239
Diego Bautista Urbaneja	0,1658	536	2,3	Baja	Vago	0,022	12
Total Víctimas Mortales de la Inundación						1155	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.7 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Sencilla de CMP (10)

Crecientes sencillas					
Creciente máxima probable (10)					
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Media	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Media	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Media	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	3,50	Media	Vago	0,083	394
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	2,50	Baja	Vago	0,030	93
Naricual (Capital)	3,30	Media	Vago	0,035	440
Botalón - Campo Alegre (F)	5,00	Media	Vago	0,243	140

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	11,3690	2878	3,7	Media	Vago	0,083	239
Diego Bautista Urbaneja	0,1658	536	2,5	Baja	Vago	0,03	17
Total Víctimas Mortales de la Inundación						1323	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.8 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Compleja de $Tr = 100$

Crecientes complejas					
Periodo de retorno			100		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	1,80	Baja	Vago	0,018	86
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	1,60	Baja	Vago	0,018	56
Naricual (Capital)	1,00	Baja	Vago	0,015	189
Botalón - Campo Alegre (F)	3,20	Media	Vago	0,035	21

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	11,8800	3007	2,6	Baja	Vago	0,03	91
Diego Bautista Urbaneja	0,1600	517	1,8	Baja	Vago	0,018	10
Total Víctimas Mortales de la Inundación						453	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.9 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Compleja de Tr = 500

Crecientes complejas					
Periodo de retorno			500		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	2,15	Baja	Vago	0,022	105
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	1,70	Baja	Vago	0,018	56
Naricual (Capital)	2,50	Baja	Vago	0,030	377
Botalón - Campo Alegre (F)	4,80	Media	Vago	0,190	110

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	14,2770	3614	3	Baja	Vago	0,035	127
Diego Bautista Urbaneja	0,1658	536	2	Baja	Vago	0,022	12
Total Víctimas Mortales de la Inundación						787	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.10 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Compleja de $Tr = 1000$

Crecientes complejas					
Periodo de retorno			1000		
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	3,40	Media	Vago	0,035	166
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	2,40	Baja	Vago	0,022	68
Naricual (Capital)	1,26	Baja	Vago	0,015	189
Botalón - Campo Alegre (F)	5,20	Media	Vago	0,243	140

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	11,3690	2878	3,5	Media	Vago	0,083	239
Diego Bautista Urbaneja	0,1658	536	2,2	Baja	Vago	0,022	12
Total Víctimas Mortales de la Inundación						814	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.11 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Compleja de CMP (8)

Crecientes complejas					
Creciente máxima probable (8)					
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	3,50	Media	Vago	0,083	394
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	3,20	Media	Vago	0,035	108
Naricual (Capital)	3,60	Media	Vago	0,083	1043
Botalón - Campo Alegre (F)	5,80	Media	Vago	0,300	173

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	13,2830	3362	3,8	Media	Vago	0,083	280
Diego Bautista Urbaneja	0,1700	550	3	Baja	Vago	0,035	20
Total Víctimas Mortales de la Inundación						2018	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.12 Calculo detallado de Pérdida de Vidas para la Creciente Compleja de CMP (10)

Crecientes complejas					
Creciente máxima probable (10)					
Cálculos zona dentro de la cuenca Alta y Media del Río Neverí					
Centro poblado	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la Inundación	Entendimiento de la Inundación	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Algarrobos, Los	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cruz de Agua	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Piñantal	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Quebrada Negra	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Alcabala, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Pardillo, El	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Ceiba, La	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Paraparo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Maco, El - Vega Grande (F)	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Cambural	0,00	Baja	Vago	0,000	0
Boquerón o Guacharo	0,00	Baja	Vago	0,000	0
San Diego	3,60	Media	Vago	0,083	394
Aragüita - Tabera - Los Aguacates	3,30	Media	Vago	0,035	108
Naricual (Capital)	3,60	Media	Vago	0,083	1043
Botalón - Campo Alegre (F)	5,80	Media	Vago	0,300	173

Cálculos Zona Urbana							
Gran Barcelona	Area inundada (Km²)	Población (Habitantes)	Profundidad Máxima (m)	Severidad de la inundación	Entendimiento	Tasa Mortalidad Graham (1999)	Víctimas Mortales
Municipios							
Simón Bolívar	13,4120	3395	3,5	Media	Vago	0,083	282
Diego Bautista Urbaneja	0,1700	550	3	Baja	Vago	0,035	20
Total Víctimas Mortales de la Inundación						2020	

Fuente: Criterios Graham (1999); (Gomes, T. y Puga, G.; 2014) Elaboración Propia

Tabla 7.13 Cálculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para un $T_r = 25$ años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			25		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	1,7	0,31	2,20	120	81,9
Viviendas	0,5	0,15	0,03	3.000	13,4
Zona Industrial	0	0,00	0,00	1.500	0,0
Aeropuerto	1,1	0,12	0,11	40	0,5
Total					95,8

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.14 Cálculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para un $T_r = 50$ años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			50		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	1,7	0,32	5,84	120	224,1
Viviendas	0,8	0,19	0,47	3.000	269,9
Zona Industrial	0,5	0,10	0,23	1.500	34,6
Aeropuerto	1,2	0,13	0,60	40	3,1
Total					531,8

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.15 Calculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para un $Tr = 100$ años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			100		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	2,1	0,33	7,30	120	289,3
Viviendas	0,9	0,19	0,86	3.000	487,7
Zona Industrial	0,6	0,12	0,35	1.500	62,3
Aeropuerto	1,2	0,13	0,80	40	4,2
Total					843,5

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.16 Calculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para un $Tr = 500$ años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			500		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	2,2	0,34	7,59	120	309,5
Viviendas	1,2	0,21	1,13	3.000	710,1
Zona Industrial	1,0	0,20	0,46	1.500	138,5
Aeropuerto	1,5	0,20	0,80	40	6,4
Total					1164,6

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.17 Calculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para un $T_r = 1000$ años

Crecientes sencillas					
Periodo de retorno			1000		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	2,3	0,34	8,78	120	358,3
Viviendas	1,5	0,24	1,13	3.000	811,6
Zona Industrial	1,2	0,23	0,46	1.500	159,3
Aeropuerto	1,6	0,21	0,80	40	6,7
Total					1336,0

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.18 Calculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para CMP (8)

Crecientes sencillas					
Creciente máxima probable (8)					
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	2,7	0,35	11,88	120	498,8
Viviendas	2,0	0,28	1,29	3.000	1084,0
Zona Industrial	1,6	0,29	0,46	1.500	200,9
Aeropuerto	2,0	0,25	1,00	40	10,0
Total					1793,7

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.19 Calculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes extremas sencillas para CMP (10)

Crecientes sencillas					
Creciente máxima probable (10)					
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	2,8	0,36	11,88	120	505,9
Viviendas	2,1	0,29	1,29	3.000	1103,3
Zona Industrial	1,7	0,30	0,46	1.500	204,3
Aeropuerto	2,1	0,26	1,00	40	10,2
Total					1823,8

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.20 Calculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes complejas para un Tr = 100

Crecientes complejas					
Periodo de retorno			100		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	2,5	0,34	8,78	120	358,3
Viviendas	1,6	0,25	1,13	3.000	828,5
Zona Industrial	1,2	0,23	0,46	1.500	159,3
Aeropuerto	1,8	0,25	0,80	40	7,9
Total					1354,0

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.21 Cálculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes complejas para un $T_r = 500$

Crecientes complejas					
Periodo de retorno			500		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	2,7	0,35	10,68	120	448,5
Viviendas	2,0	0,28	1,29	3.000	1084,0
Zona Industrial	1,6	0,29	0,46	1.500	200,9
Aeropuerto	2,2	0,25	1,00	40	10,0
Total					1743,4

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.22 Cálculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes complejas para un $T_r = 1000$

Crecientes complejas					
Periodo de retorno			1000		
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	3,0	0,35	11,88	120	498,8
Viviendas	2,1	0,29	1,70	3.000	1457,7
Zona Industrial	1,7	0,30	0,46	1.500	204,3
Aeropuerto	2,1	0,26	1,20	40	12,3
Total					2173,1

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.23 Cálculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes complejas para una CMP (8)

Crecientes complejas					
Creciente máxima probable (8)					
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	3,7	0,35	13,29	120	558,4
Viviendas	2,8	0,30	3,03	3.000	2723,4
Zona Industrial	2,2	0,32	0,46	1.500	221,7
Aeropuerto	2,3	0,33	1,20	40	15,9
Total					3519,3

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.24 Cálculo detallado de las consecuencias Económicas Directas según los usos del Suelo para el caso de crecientes complejas para una CMP (10)

Crecientes complejas					
Creciente máxima probable (10)					
Uso del suelo	Profundidad (m)	Grado de destrucción (%)	Área inundada (Km ²)	Costo del uso del suelo (MUSD/m ²)	Costos (MUSD \$ 2015)
Zona Agrícola	3,7	0,35	13,29	120	558,4
Viviendas	2,8	0,30	3,03	3.000	2723,4
Zona Industrial	2,2	0,32	0,46	1.500	221,7
Aeropuerto	2,3	0,33	1,20	40	15,9
Total					3519,3

Fuente: Elaboración propia (2015)

Tabla 7.25 Calculado detallado de los costos Directos e Indirectos para eventos de crecientes extremas sencillas y complejas para diferentes periodos de retorno.

	Costos Directos (MUSD/m ²)	Costos Indirectos (MUSD/m ²)	
Tr = 25 años	95,8	47,92	Sencillas
Tr = 50 años	531,8	265,90	
Tr = 100 años	843,5	421,73	
Tr = 500 años	1164,6	582,31	
Tr = 1000 años	1336,0	667,99	
CMP (8)	1793,7	896,83	
CMP (10)	1823,8	911,90	Complejas
Tr = 100	1354,0	677,00	
Tr = 500	1743,4	871,71	
Tr = 1000	2173,1	1086,56	
CMP (8)	3519,3	1759,66	
CMP (10)	3519,3	1759,66	

Fuente: Elaboración propia (2015)