

**EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LA
CUENCA HIDROGRÁFICA DEL ARROYO POLICARPA PARA
EL CONTROL DE INUNDACIONES**



**EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LA CUENCA
HIDROGRÁFICA DEL ARROYO POLICARPA PARA EL CONTROL DE
INUNDACIONES**

**Grupo de Investigación
HIDRÁULICA Y MANEJO AMBIENTAL COSTERO (GIHMAC)
Línea de Investigación
MANEJO HIDRÁULICO Y AMBIENTAL DE LA ZONA COSTERA Y
FLUVIAL**

**Investigadores
LUIS CARLOS DEL CASTILLO
MARÍA ALEJANDRA ORTIZ**

**Director
ING. DALIA MORENO EGEL**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
X SEMESTRE
CARTAGENA-COLOMBIA**

2013

Tabla de contenido

RESUMEN	10
ABSTRACT	11
INTRODUCCIÓN	12
1. MARCO DE REFERENCIA	16
1.1 Antecedentes y Estado del arte	16
1.2 Marco teórico	28
1.2.1 Cuenca hidrográfica	28
1.2.2 Estudio hidrológico	29
1.2.3 Hidrometeorología	40
1.2.4 Estudio hidráulico	45
1.2.5 Fotointerpretación	47
1.2.6 Embalses	47
2. OBJETIVOS	53
2.1 Objetivo general	53
2.2 Objetivos específicos	53
3. METODOLOGÍA	54
3.1 Estudio hidrológico e hidrometeorológico	54
3.1.1 Recopilación de la información.	54
3.1.2 Análisis de la información	55



3.1.3 Análisis Hidrometeorológico	59
3.2 Análisis hidráulico.....	63
3.2.1 Recolección de la información.....	63
3.2.2 Análisis de la información.....	63
3.3 Determinación de puntos críticos.....	65
3.4 Creación de escenarios.....	65
3.5 Alternativa más adecuada	66
3.6 Diseño del embalse	67
3.7 Esquema general	68
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	69
4.1 Delimitación de la cuenca.....	69
4.2 Fotointerpretación	69
4.3 Análisis Hidrometeorológico	73
4.3.1 Creación de curvas isoyetas.....	73
4.3.2 Precipitación máxima	82
4.3.3 Ajuste de datos de precipitación	84
4.3.4 Ajuste de la ecuación Intensidad-Duración-Frecuencia	90
4.4 Análisis Hidrológico	93
4.4.1 Delimitación de subcuencas y drenajes.....	93
4.4.2 Determinación de parámetros morfométricos.....	94



4.4.3 Estimación de los tiempos de concentración.	96
4.4.4 Estimación de la intensidad de lluvia.....	96
4.4.5 Caudales máximos.....	97
4.4.6 Hidrogramas sintéticos.....	98
4.5 Análisis hidráulico.....	105
4.5.1 Geometría de las secciones transversal.....	105
4.5.2 Capacidad hidráulica	108
4.6 Determinación de puntos críticos.....	109
4.7 Creación de escenarios.....	111
4.7.1 Alternativa 1	111
4.7.2 Alternativa 2	112
4.8 Alternativa más adecuada	120
5. CONCLUSIONES	121
6. RECOMENDACIONES	123
BIBLIOGRAFÍA.....	124
ANEXOS.....	127



Lista de tablas

TABLA 1: VALORES INTERPRETATIVOS DE DENSIDAD DE DRENAJE	32
TABLA 2. VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA SEGÚN ZONIFICACIÓN.....	57
TABLA 3. VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA SEGÚN TIPO DE SUPERFICIE.....	57
TABLA 4: COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA.....	57
TABLA 5. VALORES RECOMENDADOS PARA DETERMINAR EL PERIODO DE RETORNO.	59
TABLA 6: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LAS ESTACIONES SELECCIONADAS.....	60
TABLA 7: PRECIPITACIONES MÁXIMAS SUBCUENCAS/ANUAL.....	83
TABLA 8: AJUSTE DE DATOS. GUMBEL Y LOGARÍTMICO.....	85
TABLA 9: AJUSTE DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS POR EL MÉTODO DE GUMBEL Y LOGARÍTMICO....	87
TABLA 10: PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA DURACIONES DE 5, 10 Y 15 MIN.	88
TABLA 11: PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA DURACIONES DE 20, 25 Y 30 MIN.	88
TABLA 12: INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DURACIONES DE 5, 10 Y 15 MINUTOS.	89
TABLA 13: INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DURACIONES DE 20, 25 Y 30 MINUTOS.	89
TABLA 14: AJUSTE DE PARÁMETROS A0, A1 Y A2	90
TABLA 15: SISTEMA DE ECUACIONES A0, A1 Y A2.....	91
TABLA 16: CONSTANTES AJUSTADAS.....	91
TABLA 17: VALORES DE INTENSIDAD PARA ECUACIÓN 33	92
TABLA 18: PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA.	94
TABLA 19: PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE SUBCUENCAS.....	95
TABLA 20: TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN.....	96
TABLA 21: INTENSIDAD DE LA LLUVIA.	97
TABLA 22: CAUDALES MÁXIMOS DE ESCORRENTÍA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.....	98
TABLA 23: TIEMPO DE VIAJE Y TIEMPO PICO	99
TABLA 24: VALORES DE CAUDAL NO MAXIMOS PARA HIDROGRAMA.....	100
TABLA 25: CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LAS SECCIONES	109



TABLA 26: SECCIONES CRÍTICAS DEL CANAL	110
TABLA 27: SECCIÓN HIDRÁULICA IDEAL PARA T=50 AÑOS	112
TABLA 28: SECCIÓN IDEAL PARA TRANSPORTAR CAUDAL DE 7M ³ /S	113
TABLA 29: RESUMEN DE CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL CANAL CON SECCIONES AMPLIADAS	113
TABLA 30: CARACTERÍSTICAS DEL EMBALSE	114
TABLA 31: CAUDALES DE ENTRADA Y SALIDA PARA EL EMBALSE	115
TABLA 32: PORCENTAJE DE REGULACIÓN DEL EMBALSE	117

Lista de ilustraciones

ILUSTRACIÓN 1: A) HIDROGRAMA ADIMENSIONAL, B) HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR (VEN TE CHOW, HIDROLOGIA APLICADA, 1994).....	40
ILUSTRACIÓN 2: MÉTODO DE LAS ISOYETAS.....	41
ILUSTRACIÓN 3: CURVAS CARACTERÍSTICAS DE LOS EMBALSES. FUENTE: DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA PARA PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS. AÑO 2005	50
ILUSTRACIÓN 4: ESQUEMA GENERAL DE LA METODOLOGÍA APLICADA	68
ILUSTRACIÓN 5: DELIMITACIÓN DE LA CUENCA DEL ARROYO POLICARPA. FUENTE: GOOGLE EARTH, AÑO 2013	69
ILUSTRACIÓN 6: FOTOGRAFÍA AÉREA DEL ARROYO POLICARPA, AÑO 2005. FUENTE: GOOGLE EARTH	70
ILUSTRACIÓN 7: FOTOGRAFÍA AÉREA DEL ARROYO POLICARPA, AÑO 2010. FUENTE: GOOGLE EARTH.....	71
ILUSTRACIÓN 8: FOTOGRAFÍA AÉREA DEL ARROYO POLICARPA, AÑO 2013. FUENTE: GOOGLE EARTH.....	72
ILUSTRACIÓN 9: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1974	ILUSTRACIÓN 10: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1975 ... 74
ILUSTRACIÓN 11: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1976	ILUSTRACIÓN 12: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1977..... 75
ILUSTRACIÓN 13: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1978	ILUSTRACIÓN 14: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1979 75
ILUSTRACIÓN 15: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1980	ILUSTRACIÓN 16: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1981 76
ILUSTRACIÓN 17: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1982	ILUSTRACIÓN 18: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1983..... 76
ILUSTRACIÓN 19: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1984	ILUSTRACIÓN 20: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1985 77



ILUSTRACIÓN 21: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1986	ILUSTRACIÓN 22: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1987	77
ILUSTRACIÓN 23: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1988	ILUSTRACIÓN 24: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1989	78
ILUSTRACIÓN 25: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1990	ILUSTRACIÓN 26: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1991	78
ILUSTRACIÓN 27: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1992	ILUSTRACIÓN 28: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1993	79
ILUSTRACIÓN 29: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1994	ILUSTRACIÓN 30: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1995	79
ILUSTRACIÓN 31: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1996	ILUSTRACIÓN 32: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1997	80
ILUSTRACIÓN 33: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1998	ILUSTRACIÓN 34: CURVAS ISOYETAS, AÑO 1999	80
ILUSTRACIÓN 35: CURVAS ISOYETAS, AÑO 2000	ILUSTRACIÓN 36: CURVAS ISOYETAS, AÑO 2001	81
ILUSTRACIÓN 37: CURVAS ISOYETAS, AÑO 2002	ILUSTRACIÓN 38: CURVAS ISOYETAS, AÑO 2003	81
ILUSTRACIÓN 39: CURVAS ISOYETAS, AÑO 2004	ILUSTRACIÓN 40: CURVAS ISOYETAS, AÑO 2005	82
ILUSTRACIÓN 41: PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES DEL ARROYO POLICARPA		84
ILUSTRACIÓN 42: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DEL AJUSTE DE DATOS DEL ARROYO POLICARPA POR MÉTODO DE GUMBEL		86
ILUSTRACIÓN 43: DIAGRAMA DE DISPERSIÓN DE AJUSTE DE DATOS DEL ARROYO POLICARPA POR MÉTODO LOGARÍTMICO		86
ILUSTRACIÓN 44: CURVAS IDF PARA LA CUENCA DEL ARROYO POLICARPA POR AJUSTE GUMBEL PARA LAS ESTACIONES DEL IDEAM CONSIDERADAS.....		89
ILUSTRACIÓN 45: CURVAS IDF PARA CUALQUIER LLUVIA EN LA ZONA DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA DEL ARROYO POLICARPA CALCULADAS CON LA ECUACIÓN 33.		92
ILUSTRACIÓN 46: DELIMITACIÓN DE SUBCUENCAS EN LA CUENCA DEL ARROYO POLICARPA.....		93
ILUSTRACIÓN 47: HIDROGRAMAS SINTÉTICOS SUBCUENCAS A1, A2 Y A3		101
ILUSTRACIÓN 48: HIDROGRAMAS SINTÉTICOS SUBCUENCAS A4, A5 Y A6		102
ILUSTRACIÓN 49: HIDROGRAMAS SINTÉTICOS SUBCUENCAS A7, A8 Y A9		103
ILUSTRACIÓN 50: HIDROGRAMA SINTÉTICO SUBCUENCA A10		104
ILUSTRACIÓN 51: HIDROGRAMA SINTÉTICO TOTAL DE LA CUENCA DEL ARROYO POLICARPA		104



ILUSTRACIÓN 52: LOCALIZACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES EN EL CAUCE PRINCIPAL Y SUB-CAUCE DEL ARROYO POLICARPA	105
ILUSTRACIÓN 53: GEOMETRÍA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES. DIMENSIONES EN METROS. FUENTE: HIDROCONSULTORES.....	108
ILUSTRACIÓN 54: COMPARACIÓN CAUDAL HIDROLÓGICO- HIDRÁULICO	111
ILUSTRACIÓN 55: UBICACIÓN DEL EMBALSE	114
ILUSTRACIÓN 56: HIDROGRAMA DE CAUDAL DE ENTRADA Y SALIDA DEL EMBALSE.....	117
ILUSTRACIÓN 57: CURVA CARACTERÍSTICA ÁREA-ELEVACIÓN PARA EL EMBALSE PROPUESTO.....	118
ILUSTRACIÓN 58: CURVA CARACTERÍSTICA VOLUMEN-ELEVACIÓN PARA EL EMBALSE PROPUESTO.....	119
ILUSTRACIÓN 59: ESQUEMA DEL EMBALSE. VISTA EN PLANTA.....	120
ILUSTRACIÓN 60: ARROYO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: LOS AUTORES. 2013.	127
ILUSTRACIÓN 61: ARROYO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: LOS AUTORES. 2013.	127
ILUSTRACIÓN 62: ENTRADA AL BARRIO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: LOS AUTORES. 2013.	128
ILUSTRACIÓN 63: ARROYO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: LOS AUTORES. 2013.	128
ILUSTRACIÓN 64: ARROYO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: CARDIQUE. 2013.	129
ILUSTRACIÓN 65: ARROYO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: PLAN DE MANEJO MAMONAL. 2011. ...	130
ILUSTRACIÓN 66: ARROYO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: PLAN DE MANEJO MAMONAL. 2011. ...	130
ILUSTRACIÓN 67: ARROYO POLICARPA, CARTAGENA DE INDIAS. FUENTE: PLAN DE MANEJO MAMONAL. 2011. ...	131



RESUMEN

El Arroyo Policarpa se ubica en la Zona Industrial de Mamonal en la ciudad de Cartagena, Colombia y además, a lo largo de su cauce, baña el barrio que lleva su mismo nombre, por tanto, cualquier desbordamiento y posterior inundación trae consecuencias realmente graves.

Este estudio tuvo como objetivo analizar hidrológica e hidráulicamente la cuenca del Arroyo Policarpa, con el fin de establecer las causas de los desbordamientos e inundaciones en la zona, y de acuerdo a estas, plantear alternativas de solución que varían desde la ampliación de las secciones transversales del canal hasta la construcción de un embalse.

La investigación se dividió en dos componentes, un análisis hidrometeorológico y uno hidráulico, y por consiguiente, una comparación final que conllevó a la ubicación de los puntos críticos del canal. En la parte hidrometeorológica, se encontró que el caudal máximo que recorre el arroyo para un período de retorno de 50 años (escogido en este proyecto), fue de $22.2 \text{ m}^3/\text{s}$. Por otro lado, se calculó la capacidad hidráulica de 19 secciones del canal y se encontró que muchas de estas secciones no tenían las dimensiones suficientes para transportar el caudal antes mencionado, hecho que corroboró el riesgo constante de inundación existente en la cuenca del Arroyo Policarpa y zonas aledañas.

Por último, luego de analizar las alternativas ya nombradas, en este proyecto se planteó como solución más adecuada, debido a factores de espacio y sumada a la imposibilidad de ampliar secciones en algunos sectores, es la construcción de un embalse de 3,5 ha y un ancho de vertedero de 2 m y altura de 2,5 m que amortiguará el caudal hasta $7,7 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que equivale al 34,6% del caudal inicial.



ABSTRACT

Policarpa's creek is located in Mamonal industrial zone in Cartagena (Colombia) and its riverbed pass through Policarpa's neighborhood, then, flooding has really bad consequences.

The main objective of this study was to analyze the hydrology and hydraulically behavior of the Policarpa's creek basin, in order to establish causes of overflow and floods in the area, and according to that, it was proposed some solutions from enlarging cross-section of the channel to build a reservoir.

This research was divided in two main parts, a hydrologic analysis and a hydraulic one, and consequently in a final comparison which resulted in the critic points localization. In the hydrologic part, it was found that the maximum discharge which is transported by the channel with a payback of 50 years (this was chosen for this project), was $22 \text{ m}^3/\text{s}$. In the other hand, hydraulic capacity of 19 cross-sections was calculated and it was figured out that they did not have enough dimensions to transport the flow. This fact proved a constant flood risk existing in the Policarpa's creek basin and surroundings areas.

At last, it was proposed that the best solution, according to available space and the impossibility of cross-sections enlarging in some sectors, was to build a reservoir of 3,5 ha, 2 m weir width and 2,5 m height, which will muffle initial discharge to $7,7 \text{ m}^3/\text{s}$, reducing in a 34,6% the input flow.



INTRODUCCIÓN

La ciudad de Cartagena posee un alto potencial de recursos hídricos, que no incluye solamente la zona costera, sino que además está comprendido por ciénagas, arroyos y humedales. Estos recursos son de vital importancia para el desarrollo de las diferentes actividades de los habitantes de las zonas aledañas y se convierten en gran medida, en el sustento económico para muchos hogares; adicionalmente, los cuerpos de agua son utilizados, en su mayoría, como medios de transporte, receptores de aguas servidas domésticas e industriales y más importante aún, son utilizadas como fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano. Por tal razón, se hace necesario proporcionar un adecuado seguimiento a estos cuerpos hídricos, haciendo énfasis en la descontaminación de aguas, mantenimiento de estructuras hidráulicas y en el cumplimiento de lo establecido por el Plan Maestro de Drenajes Pluviales de la ciudad de Cartagena con el fin de prevenir desbordamientos.

Por estas razones, las condiciones hidráulicas e hidrológicas de los canales en Cartagena, han sido motivo de estudios por entidades públicas y privadas, de hecho, según el Plan Maestro de Drenajes Pluviales de Cartagena de Indias, en su actualización de diciembre de 2007, más del 85% de la longitud de los canales principales de la ciudad (con el 88% del área de drenaje urbano) no son capaces de transportar caudales correspondientes a periodos de retorno de 10 años (mínimo recomendado por el RAS 2000). El problema de mayor importancia se hace visible en el 83% de la longitud de los canales (con un área del 87% del área urbana de drenaje), donde estos, funcionando totalmente llenos, no tienen capacidad para transportar caudales con periodos de retorno de 2 años. De este modo, se estiman en la ciudad por lo menos 49 puntos críticos (o puntos de control hidráulico) en los cuales se presentarán inundaciones en periodos menores a dos años, como consecuencia de los desbordamientos en los canales directores del drenaje.



Este documento estudia específicamente el Arroyo Policarpa, el cual nace en el municipio de Turbaco y baña a lo largo de su cauce los barrios Policarpa, Arroz Barato y la refinería de Ecopetrol en la ciudad de Cartagena, sector Mamonal

El sector de Mamonal, es una de las zonas industriales más importantes de Colombia ya que su cercanía con el Mar Caribe la potencia económicamente, como un sitio de desarrollo industrial, generando el 4% de PIB industrial del país y casi el 50% de empleos en Cartagena (Meisel Roca & Aguilera Díaz, 2004). Dentro de las zonas más afectadas por las inundaciones en el sector de Mamonal, se encuentra el barrio Policarpa, con una población de 4.837 habitantes, de los cuales el 46,8% son considerados de bajos ingresos y con bajos niveles de escolaridad, el cual es atravesado longitudinalmente por el Arroyo Policarpa, causando inundaciones frecuentes y dejando a su población en alto grado de vulnerabilidad y con mayores dificultades económicas. (Banco de la Republica, Centro de Estudios Económicos Regionales-Cartagena). Este arroyo, fue estudiado en el ya mencionado Plan Maestro de Drenajes Pluviales, 2007, por tanto, teniendo en cuenta la importancia social y económica de la zona, se presenta una actualización de los datos hidrológicos e hidráulicos de su cuenca con el fin de conocer, a ciencia cierta, las condiciones del arroyo. Dado esto, se han evaluado diferentes alternativas de solución y se propone detalladamente una de ellas, con el fin de controlar las inundaciones que tanto han perturbado a la población relevante.

En definitiva, esta investigación sigue los parámetros científicos adecuados para cumplir los objetivos propuestos, procurando, a lo largo del estudio, responder los interrogantes: ¿Qué problemas hidráulicos o hidrológicos se presentan en la cuenca del arroyo Policarpa? ¿Cuáles son las alternativas técnica y económicamente viables para controlar y mitigar las inundaciones en la



zona? Para responder estas preguntas se propuso como objetivo del estudio la evaluación de las características hidráulicas e hidrológicas de la cuenca, diagnosticar su situación actual y plantear posibles soluciones, si se presentan inundaciones. Dichas respuestas son el resultado de meses de investigación y se encuentran consignadas en forma clara a través de datos concisos, los cuales pueden ser revisados más adelante en este documento.

Como un aspecto importante para iniciar el estudio se consultaron el RAS (2000) del Ministerio del Medio Ambiente y la Guía Técnico Científica para la elaboración de Planes de Ordenación y Manejo de Cuencas Hidrográficas de Colombia del IDEAM (2008) y el Plan Maestro de Drenajes Pluviales del Distrito de Cartagena (2007) los que podrían tomarse como un marco legal y metodológico del estudio. En el campo internacional se consultaron los estudios realizados por Jian Chen, Arleen Hill y Lensyl Urbano (2009) quienes analizan un modelo para inundaciones urbanas basado en sistemas de información geográfica (GIS), de igual forma, Jochen E. Schubert y Brett F. Sanders (2012), comparan cuatro métodos para modelar flujo inestable, multi-dimensional para predecir la extensión de la inundación a través de zonas urbanas, Elisa Olivieri y Mario Santoro (2000), desarrollaron una metodología para la estimación empírica de daños como un porcentaje del valor de la propiedad dañada dependiendo de la profundidad del agua en relación con la frecuencia aplicada a la ciudad de Palermo. A nivel local, se revisó el estudio realizado por Hidroconsultores (2011), en el cual se emplea el HEC-RAS para evaluar seis escenarios variando las secciones de las estructuras de control de flujo al Arroyo en los predios de Reficar- Ecopetrol; también se consultaron los estudios realizados como trabajo final de grado por Diana García y Ernesto Díaz (1996) sobre las cuencas que cruzan la Vía de Mamonal, Álvaro Beltrán y Mario Manchego (2012) sobre los usos del suelo en las cuencas de algunos humedales del departamento del Magdalena, Uriel Arrieta y Jorge Morales (2012),



plantean otra alternativa diferente a la contemplada en el estudio de Drenajes para el Municipio de Turbaco, mediante el análisis hidráulico de un pequeño embalse de retención, Jaider Martínez y Carlos Olivo (2012) realizaron el estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca del Arroyo Casimiro buscando plantear alternativas de solución para mitigar o prevenir los fenómenos de inundación que se presentan en la cuenca, estos hechos amplían y mejoran la literatura existente relacionada con el Arroyo Policarpa.

La Universidad de Cartagena se ha caracterizado por tomar la iniciativa en proyectos que promueven el desarrollo social de la ciudad y colaboren con la calidad de vida de las comunidades como en el caso de esta investigación que tiene una base social y además contribuye con otras entidades gubernamentales que solicitan apoyo o información como es el caso de las CARs como CARDIQUE quien está interesada en el problema de desbordamiento producido por el arroyo Policarpa. Para los futuros ingenieros es importante conocer los problemas de drenaje de la ciudad y estudiar y aplicar los conocimientos adquiridos y las metodologías que se utilizan para resolver y abordar diferentes tipos de posibles soluciones a las inundaciones generadas por los cauces naturales de la ciudad.



1. MARCO DE REFERENCIA

1.1 Antecedentes y Estado del arte

El Plan Maestro de Drenajes Pluviales 2007, que divide el arroyo Policarpa en los tramos conocidos como Policarpa I y Policarpa II, establece que el primero de estos tiene una longitud en tierra de 2700 metros y el segundo, de 1300 metros. Se tiene para ambos canales, una sección típica trapezoidal sin recubrimiento a lo largo de sus trayectorias; se estableció en la fase de diseño, que debido a las limitaciones presentadas por la ubicación del canal en la zona industrial y a las alteraciones del terreno e invasión del mismo en algunos sectores, estos dos canales no tienen la capacidad necesaria para evacuar caudales en un periodo de retorno de dos años (Alcaldía de Cartagena, Plan Maestro de Drenajes Pluviales, 2007), por tanto, se presentaron diferentes alternativas para el diseño de los canales donde, se varían las secciones transversales y los tipos de recubrimiento para un periodo de retorno de 25 años.

Para mitigar o prevenir las inundaciones en la cuenca del arroyo de Policarpa, ha sido necesario una recopilación de estudios que se han hecho en la zona con el fin de conocer la dinámica con la cual se realizan los procesos en los cuerpos de agua en el sector de Mamonal. Estos estudios proporcionan una fuente de información que favoreció esta investigación puesto que indican una metodología específica a utilizar.



Revisión técnica de la hidrología e hidráulica del Arroyo Grande de la refinería de Cartagena. HIDROCONSULTORES LTDA.- documento sin publicar y sin presentar a Cardique. 2011.

En este estudio se hace una revisión hidrológica de la cuenca del Arroyo Grande, con el fin de determinar las medidas de mitigación, corrección y disminución del riesgo de inundación en los predios de Reficar y Ecopetrol.

La cuenca de Arroyo Grande limita con la zona industrial de Mamonal y por esto se hacía necesario un sistema de mitigación sobre las áreas inundables de la zona para disminuir las pérdidas económicas en el sector. Para esto, en este estudio se determinaron los parámetros morfométricos de la cuenca del Arroyo Grande, obteniéndose a la entrada del área de la Refinería un solo hidrograma de caudal para cada período de retorno y probabilidad de excedencia. Se evaluaron mediante el modelo HEC-RAS seis (6) escenarios variando las secciones de las estructuras de control situadas a lo largo del tramo del Arroyo en el sector de Reficar y sin modificar las estructuras finales sobre la vía Mamonal pero construyendo diques de protección a lo largo de las márgenes en la zona de la Refinería. Finalmente se propone una sección transversal trapezoidal de 17m de base con taludes 2:1 (H:V), remplazar el box culvert existente sobre la vía Mamonal por un puente de luz libre de 17m, y profundizar el fondo del arroyo mejorando las pendientes, iniciando la ampliación desde el punto donde termina la rectificación del arroyo Grande propuesta por CBI, hasta la bahía de Cartagena. Si esta solución no es factible de construcción inmediata, se recomienda la construcción de una serie de diques de protección sobre las márgenes del Arroyo en la zona de la Refinería.



Diagnostico socioeconómico del barrio Policarpa Salavarieta de la ciudad de Cartagena de Indias, D. T y C.- Fundación Mamonal. 2008.

El objetivo de este estudio es realizar una actualización y organización de la información socioeconómica de la comunidad del Barrio Policarpa en la ciudad de Cartagena, para tomar decisiones en materia de acción social. Para esto se realizaron trabajos en campo junto a la comunidad, por medio de la aplicación de encuestas, recolección de información histórica y datos estadísticos. Este estudio presenta información secundaria de gran importancia para esta investigación puesto que, consigna datos acerca del uso de suelo en la zona, mapas e información socioeconómica que dan indicios del cambio del uso de suelo en el sector.

Bases para el ordenamiento y manejo de la cuenca hidrográfica que atraviesa la vía a Mamonal. Diana Belén García Narváez – Ernesto Rafael Díaz Herazo. 1996.

En este estudio, se analizan las cuencas de los arroyos Policarpa, Cospique y Arroz Barato; dándole un enfoque hidrológico y de saneamiento ambiental al modelo que evalúa el tránsito de las corrientes a través de las estructuras hidráulicas. Con base en este análisis, se plantean las bases para el diseño de un plan de ordenamiento y manejo de la cuenca de la zona industrial de Mamonal. Las cuencas se encuentran ubicadas cerca del Arroyo Grande. En el estudio se describen las distintas formas de utilización y disposición de los suelos, la presencia de asentamientos industriales y urbanos en la hoya, a diferencia de la cuenca del Arroyo Grande que se encuentra libre de asentamientos urbanos y de intervención humana. Para la cuenca del Arroyo Policarpa, el estudio está dividido en la obtención de bases para la



creación de un plan de ordenamiento y en una parte investigativa con el fin de mitigar y prevenir las inundaciones que se presentan en la zona.

Modelo basado en sistemas de información geográfica (GIS) para inundaciones urbanas.

Jian Chen, Arleen A. Hill, Lensyl D. Urbano. 2009, Publicado por Elsevier B.V.

Este estudio muestra un análisis desarrollado en la universidad de Memphis, Tennessee que prueba un modelo urbano en GIS. Consta de dos componentes principales: un modelo de inundación y un modelo de escorrentía de tormenta. En el modelo de inundación se reconoce la importancia de la topografía detallada y la información asociada a la acumulación del flujo. Este modelo se caracteriza por ser adaptado a morfologías planas y resulta muy útil para planificaciones urbanas y la preparación en casos de emergencia debido a su rendimiento en la relación tiempo-eficiencia y sus bajos requerimientos de equipos.

Evaluación del uso del suelo contemplado en los planes de ordenamiento territorial y su incidencia en los planes de manejo ambiental de humedales. Caso de estudio: Ciénaga de Buenavista, ciénaga cerro de San Antonio, Caño Schiller y ciénaga de Zapayán en el departamento de Magdalena – Colombia. Álvaro Enrique Beltrán Mieles – Mario Alfonso Manchego Muñoz. 2012

Este proyecto planteó como la identificación de los conflictos entre el uso actual, el uso reglamentado por los POTs de cada zona, y la capacidad de uso del suelo de los Municipios ubicados en los humedales Ciénaga de Buenavista, Ciénaga Cerro de San Antonio, Caño Schiller y Ciénaga Zapayán en el departamento del Magdalena, con el fin de plantear soluciones para su ordenamiento y conservación, usando como herramientas los Sistemas de



Información Geográfica GIS. El programa Arcgis es utilizado ampliamente durante esta investigación como medio de creación de mapas de lluvia que se han dado históricamente en la zona en estudio, que sirvieron para conocer con mayor precisión, las intensidades de lluvia que pudieron presentarse en el área de la cuenca del arroyo Policarpa.

Building treatments for urban flood inundation models and implications for predictive skill and modeling efficiency. Jochen E. Schubert- Brett F. Sanders, 2012

En este estudio se comparan cuatro métodos para modelar flujo inestable, multi-dimensional a través de las zonas urbanas: la resistencia a la construcción (BR), la construcción de bloques (BB), la construcción de hoyos (BH) y la construcción de la porosidad (BP). Cada método se aplica a la Baldwin Hills, CA urbana para escenarios de rotura de presas, que ofrece excelentes datos de parametrización del modelo, validación y evaluación global de rendimiento que incluye observaciones de extensión de la inundación, el flujo de corriente, y buscar en camino. Los resultados muestran que los cuatro métodos son capaces de predecir con precisión la extensión de la inundación y el flujo de la corriente utilizando mallas no estructuradas únicas, adaptadas para aprovechar las fortalezas de cada enfoque.



Analytical derivation of reservoir routing and hydrological risk evaluation of detention basins. School of Environmental Systems Engineering, The University of Western Australia. 2008

Este artículo presenta dos temas relacionados a la hidrología urbana, es decir, una nueva forma de la ecuación del caudal de reservorio de salida pico de un embalse y la evaluación del riesgo hidrológico de una cuenca de detención sin control, en el que el último requiere el acoplamiento de enrutamiento de depósito y un método de evaluación de riesgos. En este caso, el riesgo hidrológico se define como la probabilidad de que la salida de pico de la cuenca de detención excede el valor objetivo para la prevención de inundaciones aguas abajo. El modelo de enrutamiento desarrollado da una estimación del pico de flujo de salida muy cerca del valor obtenido de los métodos iterativos y exhibe una gran mejora con respecto a las ecuaciones propuestas en estudios anteriores. La metodología desarrollada ofrece una técnica aplicable para la evaluación cuantitativa del riesgo hidrológico de las instalaciones de almacenamiento de aguas pluviales urbanas, lo cual es perfectamente aplicable al proyecto tratado en este documento.

Impact of El Niño/Southern Oscillation on Hydrology and Rice Productivity in Cauvery basin, India: Application of Soil and Water Assessment Tool. K. Bhuvaneshwari, V. Geethalakshmi, A. Lakshmanan, R. Srinivasan, Nagothu Udaya Sekhar. 2013

El objetivo de este estudio fue comprender las variaciones en la hidrología y la productividad de los cultivos de arroz durante diferentes eventos observados de “El Niño”, en la cuenca del río Cauvery de Tamil Nadu, India. La cuenca entera Cauvery se dividió en



301 sub-cuencas y se subdividen en 3.601 Unidades de Respuesta Hidrológica (HRU). Un modelo llamado SWAT se desarrolla de forma continua desde 1970 hasta 2008 para la comprensión de la influencia de “El Niño” y “La Niña” sobre la hidrología y la productividad de los cultivos de arroz en la zona de estudio. Este estudio podría ser utilizado para la previsión de la influencia de estos fenómenos en otras partes del mundo.

Estimating water volume variations in lakes and reservoirs from four operational satellite altimetry databases and satellite imagery data. Zheng Duan, W.G.M. Bastiaanssen. 2013

Los niveles de agua en los lagos y embalses en la actualidad se pueden obtener a partir de cuatro bases de datos de altimetría por satélite diferentes: (i) Global Reservoir y el Lago de Monitoreo (GRLM) , (ii) Ríos Hidrología (RLH) , (iii) Hydroweb y (iv) ICESat - GLAS nivel 2 Global Land datos de altimetría de la superficie (ICESat - GLAS). En este trabajo se propone un nuevo método para estimar los cambios de volumen de agua en los lagos y embalses de estas cuatro bases de datos en combinación con los datos de imágenes de satélite, sin ningún tipo de mediciones in situ y los mapas de batimetría. Se estudiaron tres lagos y sus embalses con características diferentes, los cuales son, el Lago Mead (EE.UU.) , el lago Tana (Etiopía) y el lago IJssel (Países Bajos). El resultado mostró que los volúmenes estimados de agua son concordantes con las mediciones in-situ y la raíz del error cuadrático medio estaba dentro de 4,6 a 13,1 % de los volúmenes medios de las mediciones in situ. Este hecho demuestra a su vez, que los datos obtenidos por medio de fotografías satelitales, como se utilizó en la investigación referente a este documento son confiables y precisos para realizar el estudio pertinente.



Estimation of urban structural flood damages: the case study of Palermo. Elisa Olivieri-Mario Santoro. 2000

El objetivo de este trabajo ha sido los desarrollos de una relación de frecuencia-daños empíricos, obtenidos por medio de estudios locales detallados, que podrían ser una herramienta de juicio para la mitigación de las inundaciones en áreas de drenaje fuertemente urbanizadas. Monumentos y otros elementos que tienen un significado cultural o artístico se han tenido especialmente en cuenta. El análisis se ha llevado a cabo para el área urbana de Palermo (Italia). Los daños se han calculado como un porcentaje del valor de la propiedad dañada, dependiendo de la profundidad del agua. El costo de reemplazo estructural ha sido utilizado para estimar el valor promedio de una propiedad. La eficiencia técnica y económica de las diferentes medidas de mitigación de inundaciones se puede evaluar comparando las relaciones de frecuencia daños relacionados. Este estudio ofrece un panorama de posibilidades o factores a contemplar en la evaluación de alternativas de control de inundaciones y sirve como base en esta investigación, para tener un criterio más asertivo al momento de seleccionar la alternativa más apropiada.

Plan de manejo por la exposición a riesgos naturales y tecnológicos (Asentamientos de Policarpa, Arroz barato y Puerta de hierro). Alcaldía de Cartagena. 2009.

El objetivo principal de este estudio es realizar el diagnóstico de las condiciones ambientales, de vivienda y hábitat de las comunidades de Policarpa, Arroz Barato y Puerta de Hierro, asentamientos ubicados en la Zona Industrial de Mamonal, que sirva de fundamento para la formulación del Plan de Manejo por la exposición a procesos naturales y tecnológicos de las mismas, basado en la prevención, el mejoramiento de las condiciones



ambientales y acciones urbanísticas dirigidas a mejorar sus condiciones de habitabilidad. Este documento se presenta como antecedente a esta investigación puesto que detalla las condiciones tanto físicas como sociales del entorno a la cuenca del arroyo Policarpa, y provee una base para determinar las alternativas de solución a la mitigación de inundaciones que se proponen en esta investigación.

Guía Técnico Científica para la elaboración de Planes de Ordenación y Manejo de Cuencas Hidrográficas de Colombia. IDEAM. 2008

Su intención es alentar la necesidad de analizar los problemas regionales o locales y la forma de abordarlos, aportando conceptos y principios para ayudar en el proceso. El sexto componente enseña un marco gerencial basado en la implementación y el proceso de seguimiento y evaluación, cuyo propósito es allegar herramientas que permitan valorar el avance de los Planes de Ordenación y Manejo de Cuencas Hidrográficas POMCH; incorporar acciones correctivas con base en lecciones aprendidas, retroalimentar el proceso, y reconocer los impactos que produce la implementación de este instrumento en el restablecimiento sostenible del equilibrio, entre el funcionamiento de los sistemas naturales y el sistema socioeconómico y cultural.



Seguimiento y análisis de variables hidrológicas para la mitigación de las inundaciones.

IDEAM. 1998

El país es bastante vulnerable al fenómeno de las inundaciones siendo las más afectadas las cuencas de los ríos Magdalena, Cauca, Sinú, San Jorge, Cesar, Meta, Arauca, Patía y otras de menor importancia. Se destacan los desbordamientos en las cuencas de régimen torrencial que afecta las poblaciones asentadas a la orilla de los ríos, la infraestructura de carreteras, acueductos y zonas urbanas. El área susceptible a inundaciones en el territorio colombiano puede llegar en su máxima capacidad a unas 5 millones de hectáreas. Las regiones en Colombia que pueden verse afectadas por las inundaciones en cuanto a asentamientos humanos y a nivel municipio son de muy alto riesgo cerca del 15%; con probabilidad alta el 16%; con probabilidad media el 4%; y con baja probabilidad el 22% de los municipios.

Plan Maestro de Drenajes Pluviales del Distrito de Cartagena, Departamento de Bolívar.

Alcaldía de Cartagena, 2007.

En este estudio, se realizó un diagnóstico de la situación a la fecha de los canales que conforman la red de drenajes de la ciudad de Cartagena con el fin de diagnosticar la problemática presentada en dichos canales, para así, realizar una gestión urbana y ambiental definiendo el tipo y la magnitud de las intervenciones que requieren los canales de la ciudad a fin de hacerlos funcionar correctamente desde su nacimiento hasta la desembocadura.

En este documento se hace una presentación de las condiciones del Canal Policarpa en sus tramos I y II. Se determinó en este estudio, que ambos canales con secciones típicas



trapezoidales y sin revestimiento, no tienen la capacidad para evacuar caudales de periodos de retorno iguales a 2 años. Con la fase de diagnóstico terminada, en el Plan Maestro de Drenajes Pluviales de Cartagena se estipulan una serie de soluciones para el predimensionamiento de los canales que ayuden a controlar la situación de inundaciones que se presentan en el sector de Policarpa.

Diseño conceptual de un embalse de retención (humedal artificial) como alternativa de mitigación a las inundaciones en el municipio de Turbaco. Uriel Eduardo Arrieta Peña-Jorge Eliecer Morales Simanca. 2012.

El objetivo de este trabajo de grado, fue plantar otra alternativa diferente a la contemplada en el estudio de Drenajes para el Municipio de Turbaco, para ello se realizó el análisis hidráulico de un pequeño embalse de retención (humedal artificial), como alternativa de solución para el problema de las inundaciones frecuentes en el municipio de Turbaco. Se realizó el análisis hidrológico a partir de la información de las estaciones pluviométricas del IDEAM, del Aeropuerto Rafael Núñez, Escuela Naval Almirante Padilla, Bayunca, Santa Ana, Arjona y Sincerín, realizando la interpolación y generando las curvas isoyetas a través del software de sistemas de información geográfica ARCGIS. Se diseñó un embalse con una altura total de 1.98m, una profundidad de agua de 1.93m y un talud de 1:2, para almacenar un volumen total de 16464.48m^3 , con un rebosadero de sección rectangular con una longitud de cresta de 2m. El embalse de retención diseñado logra regular un caudal de $13.2\text{m}^3/\text{s}$ pasando a $2.02\text{m}^3/\text{s}$, logrando menores secciones de los canales aguas abajo, la disminución de las velocidades en el sistema de drenaje y la sostenibilidad de los canales existentes en el



municipio de Turbaco; este documento estudia un tipo de alternativa referente al diseño de un embalse para el control de inundaciones, la cual es considerada para el caso de Policarpa.

Análisis hidrológico e hidráulico de la cuenca hidrográfica del arroyo “Casimiro” para mitigar o prevenir las inundaciones que se presentan en su entorno. Jaider José Martínez Lavallo-Carlos David Olivo Bustillo. 2012

En este trabajo de grado, se realizó el estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca del Arroyo Casimiro buscando plantear alternativas de solución para mitigar o prevenir los fenómenos de inundación que se presentan en la cuenca. Para el análisis hidrológico de la zona de estudio fue se utilizaron 7 estaciones cercanas a la cuenca hidrográfica del arroyo Casimiro, Estación del aeropuerto Rafael Núñez, Estación de la Escuela Naval (CIOH), Estación de Bayunca, Estación de Arjona, Estación de Santa Ana, Estación de Cañaveral y Estación de Sincerín. Se construyeron mapas de isoyetas para precipitaciones máximas anuales y se ajustaron los datos a las funciones de probabilidad de Gumbel y logarítmica y se generaron las curvas IDF. Se determinó a partir del análisis de la hidrología y la hidráulica de la cuenca que es necesario realizar la ampliación de las secciones de los cauces o utilizar estructuras que permitan controlar los caudales aguas arriba debido a que la capacidad hidráulica que tienen las secciones es insuficiente para transportar el caudal respectivo. Se plantearon dos alternativas para prevenir las inundaciones consistentes en la ampliación de las secciones transversales en todo el recorrido final del arroyo y la segunda en la construcción de 3 embalses. También se analizó el deterioro de la cuenca, mediante el estudio



de imágenes de Google en diferentes años y se hicieron recomendaciones sobre el ordenamiento y manejo ambiental de la cuenca.

A partir de la información recopilada y los antecedentes que ha presentado la zona, es posible determinar e implementar una metodología que conlleve a alcanzar los objetivos planteados en esta investigación.

1.2 Marco teórico

A continuación, se muestran las teorías y términos referentes a la aplicación de análisis hidrológico e hidráulico que fueron necesarios para la elaboración de esta investigación.

1.2.1 Cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica es la delimitación, por medio de líneas imaginarias (divisoria de aguas), de un área topográfica de un río o arroyo que drena sus aguas a través de un cauce principal hacia otro cuerpo de agua que puede ser el mar, o algún lago o laguna. Existen diferentes tipos de delimitaciones con las que puede ser dividida una cuenca, como los son la divisoria topográfica que está dada por la delimitación del relieve y consiste en la secuencia de los puntos más altos de la cuenca (generalmente se utiliza para definir el área de drenaje) y la divisoria freática que es la línea de energía compuesta por los puntos de mayor energía del nivel freático, por lo tanto, su posición está sujeta a variaciones puesto que se pueden dar cambios en las condiciones hidráulicas de la cuenca (Visión Mundial Canadá, 2004).



1.2.2 Estudio hidrológico

Un estudio hidrológico sobre una cuenca hidrográfica está comprendido por varias etapas. La primera etapa corresponde a la definición específica del área de estudio y a la recolección de la información necesaria sobre la misma; se recopilan datos meteorológicos e hidrométricos, así como mapas topográficos, de uso de suelo y fotografías aéreas que comprendan el área de interés.

La segunda etapa del estudio, se enfoca al análisis de la información meteorológica con el fin de determinar las características climáticas de la zona, principalmente la pluviométrica, que es el factor más importante; así mismo, es analizada la información hidrométrica para poder obtener los caudales máximos que se pueden presentar en los diferentes periodos de retorno en la cuenca.

Por último, en la tercera etapa se plantea la calibración de un modelo para las cuencas en estudio y la simulación de los hidrogramas de crecida. En esta fase la calibración se realiza para eventos en los que las inundaciones y desbordamientos puedan producirse, para luego proceder a la simulación del caudal máximo asociado a una tormenta hipotética para diferentes periodos de retorno con el fin de utilizarlos posteriormente, en la simulación hidráulica para obtener áreas inundadas y los niveles de amenaza (Aparicio, 1992).

Para realizar el análisis hidrológico de una cuenca, es necesario conocer las características morfométricas de la misma que están relacionadas principalmente con la forma, el tamaño, la topografía del terreno y la caracterización del suelo.



1.2.2.1 Parámetros morfométricos.

La forma de una cuenca determina el comportamiento de la misma frente a las precipitaciones y posteriores cambios en el caudal transportado.

- **Ancho Medio.**

Una vez conocida la divisoria topográfica, el Área de Drenaje (A) de una cuenca está dada por la geometría en planta de la misma, la Longitud (L) del cauce principal está dada generalmente en kilómetros y con estos dos parámetros, es posible determinar el Ancho Medio (B) de la cuenca, haciendo una relación entre el área de drenaje y la longitud del cauce.

$$B = A/L \quad \text{Ecuación 1}$$

- **Coefficiente de Compacidad**

Para tener un indicativo de la presencia de crecientes mayores en una cuenca, se define el Coeficiente de Compacidad o índice de Gravelius (K_c), que está definido por la relación matemática entre la longitud de contorno del área de la cuenca (P) y el área de una circunferencia equivalente al de la cuenca.

$$K_c = 0,28P/A^{1/2} \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

P: Perímetro de la cuenca (km).

A: Área de drenaje de la cuenca (km²).

A medida que este valor se acerque a 1, esta hoyo será más propensa a inundaciones u otras problemáticas. Un análisis sencillo de la ecuación anterior bastará



para darse cuenta que en la medida en que la forma de una cuenca tienda a ser circular, el índice de Gravelius rondará la unidad, lo que representa una situación crítica puesto que el tiempo de recorrido del agua es más corto que el de una cuenca alargada, en otras palabras, estas cuencas circulares o ensanchadas tienen tiempos de concentración menores y por ende mayor rapidez para la concentración de flujos de aguas superficiales.

- Factor de Forma

En una cuenca, es posible determinar un Factor de Forma (Kf) que se define como la relación matemática entre el ancho medio (B) y la longitud axial de la cuenca (L). Se deduce entonces la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned}K_f &= B/L \\ B &= A/L \\ K_f &= A/L^2\end{aligned}\text{ Ecuación 3}$$

Dónde:

A: Área de drenaje de la cuenca.

L: Longitud axial de la cuenca.

Un factor de forma bajo, es decir, una cuenca alargada, indica la tendencia a presentar menos problemas de crecientes importantes.

- Sinuosidad de la Corriente

En el trazado de una cuenca hidrográfica se puede encontrar que tan apartado se encuentra dicho trazado de una línea recta. Este parámetro es llamado Sinuosidad de la



Corriente de Agua (S) y se define como la relación entre la longitud del cauce de una corriente y la longitud del valle que lo contiene.

$$S = L/L_T \text{ Ecuación 4}$$

Se aceptan valores hasta 1.25 en el cálculo de la sinuosidad, para considerar una corriente con alineamiento recto.

- Densidad de Drenaje

Una de las características morfométricas más importantes en un estudio hidrológico es la densidad de drenaje. A través ésta es posible verificar el curso de sus aguas en cuanto a la capacidad de drenaje de la cuenca. Así, se tiene que la densidad de drenaje es la relación entre la longitud total de las corrientes de agua (L) y el área total de la cuenca (A) en Km y Km² respectivamente.

$$Dd = L/A \text{ Ecuación 5}$$

Los valores que permiten interpretar la densidad de drenaje cuando se trabaja con mapas en escalas de 1:25.000 se muestran en la tabla 1.

Tabla 1: Valores interpretativos de densidad de drenaje

Dd (km/km ²)	Categoría
<1	Baja
1-2	Moderada
2-3	Alta
>3	Muy alta

Fuente: Delgadillo & Paez (2008)

La densidad de drenaje puede influir el comportamiento de una cuenca debido a que, si se tiene una cuenca bien drenada de categoría alta o muy alta, esta genera poca oportunidad a la escorrentía superficial de infiltrarse y llegar al nivel subterráneo; por el



contrario, una densidad de drenaje muy baja representa a una cuenca pobremente drenada y de respuesta hidrológica muy lenta (Ruiz, 2001).

- Pendiente media

La pendiente que lleva la corriente principal de la cuenca y se define como la relación entre la altura total del cauce principal (diferencia entre cota máxima y mínima) y la longitud del mismo.

$$S_m = \frac{H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}}{L_c}$$

Ecuación 6

- Longitud media de la escorrentía superficial.

La escorrentía superficial es el agua procedente de las lluvias que circula por la superficie y se concentra en los cauces. La extensión media de la escorrentía superficial, es la distancia hipotética que tendría que recorrer el agua en la cuenca. Además, se idealiza la forma de la cuenca como rectangular. Se calcula de la siguiente manera.

$$l = \frac{A}{4L}$$

Ecuación 7

Dónde:

l: es la longitud media.

A: Área de drenaje de la cuenca en km².

L: Longitud total de los cursos de agua de cuenca hidrográfica, en km.



La pendiente de la cuenca determinará en gran medida la velocidad de recorrido de la escorrentía superficial y el tiempo de concentración. Para calcular otros parámetros importantes en cuencas, se encontrará la pendiente media a través del método de las curvas de nivel.

Método de las curvas de nivel

La pendiente media según este método se calcula así:

$$s_i = \frac{D}{d_i} \quad ; \quad d_i = \frac{a_i}{l_i} \quad ; \quad s_i = \frac{Dl_i}{a_i}$$

$$S = \frac{\sum s_i a_i}{\sum a_i} = \frac{\sum \frac{Dl_i}{a_i} a_i}{\sum a_i} = \frac{\sum Dl_i}{\sum a_i} = \frac{D \sum l_i}{\sum a_i} = \frac{DL_T}{A} \quad ;$$

Ecuación 8

Dónde:

l_i : Longitud de la curva de nivel i

d_i : Ancho promedio de la banda entre dos curvas de nivel.

S_i : Pendiente media de la banda d_i .

a_i : Área de drenaje correspondiente a la banda d_i .

D : Diferencia de cotas entre curvas de nivel i

S : Pendiente promedio de toda la cuenca.

A : Área total de la cuenca.

L_T : Longitud total de todas las curvas de nivel en la cuenca.



1.2.2.2 Coeficiente de escorrentía

Representa la porción de la precipitación que se convierte en caudal, es decir, la relación entre el volumen de Escorrentía superficial y el de precipitación total sobre un área determinada. El Coeficiente de Escorrentía no es un factor constante, pues varía de acuerdo a la magnitud de la lluvia y particularmente con las condiciones fisiográficas de la Cuenca Hidrográfica (Cobertura vegetal, pendientes, tipo de suelo), por lo que su determinación es aproximada (Visión Mundial Canadá, 2004).

1.2.2.3 Tiempo de retorno

El tiempo de retorno o periodo de retorno, es el periodo promedio en que el valor del caudal pico de una creciente es igualado o superado una vez cada Tiempo (T). Este periodo es encontrado a partir de la información relacionada con el uso del suelo y la importancia de la zona en la que se encuentre la cuenca hidrográfica (Aparicio, 1992) .

1.2.2.4 Estimación de la intensidad de lluvia

El valor de la intensidad de lluvia se obtiene a partir de las curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF), las cuales se construyen por medio de puntos representativos de la intensidad media de precipitación para diferentes duraciones, correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno.

Mediante las curvas IDF es posible estimar la intensidad de tormentas intensas de distintas duraciones y para diferentes periodos de retorno. La metodología tradicional



usada para el cálculo de las curvas IDF consiste básicamente en realizar un análisis de frecuencia a cada una de las series de valores máximos de precipitación obtenidas para cada duración (Ruiz, 2001).

1.2.2.5 Estimación de los tiempos de concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida. La ecuación para calcular el tiempo de concentración sigue los parámetros del método de la velocidad. (Ibañez, Moreno, & Gisbert, 2005).

1.2.2.6 Método de la velocidad

El método de la velocidad propuesto en el Plan Maestro de Drenajes Pluviales de Cartagena, establece que la velocidad de concentración es proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente media de la cuenca o subcuenca.

$$Vc = K\sqrt{S} \text{ Ecuación 9}$$

Donde, S es la pendiente de la cuenca y K es la constante regional.



Luego, el tiempo de concentración (T_c) se calcula como:

$$T_c = \frac{L_c}{V_c} \text{ Ecuación 10}$$

Dónde:

T_c : tiempo de concentración

L_c : longitud del cauce principal de la cuenca en metros

V_c : velocidad de concentración

1.2.2.7 Método racional

El método racional expresa que la descarga es igual a un porcentaje de la precipitación multiplicado por el área de la cuenca. La duración mínima de las lluvias seleccionadas deberá ser el tiempo de concentración en minuto, por tanto, puede escribirse como (HIDROCONSULTORES LTDA, 2011):

$$Q = \frac{CIA R}{360} \text{ Ecuación 11}$$

Dónde:

Q = caudal en litros por segundo

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de la precipitación en litros por segundos por hectáreas

A = área de la cuenca en hectáreas

R = coeficiente de reducción por el tamaño del área.



Donde R se calcula a partir de la ecuación

$$R = 1 - 0.0054\sqrt[4]{A} \quad \text{Ecuación 12}$$

Según Carciente, (Carciente, 1980) la fórmula racional está basada en ciertas

hipótesis:

- El escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia es un máximo cuando esa intensidad de lluvia dura, al menos, tanto como el tiempo de concentración.
- El escurrimiento resultante de una intensidad de lluvia, con duración igual o mayor que el tiempo de concentración, es una fracción de la precipitación.
- La frecuencia de la máxima descarga es la misma que la de la intensidad de lluvia para el tiempo de concentración dado.
- La relación entre máxima descarga y tamaño del área de drenaje es la misma que la relación entre duración e intensidad de precipitación.
- El coeficiente de escorrentía es el mismo para lluvias de diversas frecuencias.
- El coeficiente de escorrentía es el mismo para todas las lluvias en una cuenca dada.

Con valores correctos de precipitación pluvial y para un coeficiente de escurrimiento dado, la fórmula racional siempre sobrestima el escurrimiento, con errores apreciables al aumentar el tamaño de la cuenca. Por consiguiente, esta fórmula solo es confiable en cuencas pequeñas, generalmente de menos de 500 hectáreas. (Carciente, 1980).



1.2.2.8 Hidrograma

Un hidrograma es una gráfica utilizada para realizar un análisis de la variación de caudales en un determinado tiempo. Se tienen dos tipos principales de hidrogramas. Los hidrogramas anuales, son aquellos que registran las variaciones de caudal para una fuente para un periodo de tiempo de un año; el segundo tipo de hidrograma, se llama hidrograma para un evento, el cual muestra el comportamiento del caudal para una precipitación o tormenta en particular (Aparicio, 1992).

1.2.2.9 Hidrograma sintético del SCS

El hidrograma adimensional SCS es un hidrograma sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto del caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, T_p . Dados el caudal pico y el tiempo de recargo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del diagrama sintético adimensional para la cuenca dada. Para la ilustración 1a, muestra uno de estos hidrogramas adimensionales, preparado utilizando los hidrogramas unitarios para una variedad de cuencas. Los valores de q_p y T_p pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en la ilustración 1b, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $\frac{m^3}{s} \times cm$ (Soil Conservation Service, 1972).

Con base en la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el Soil Conservation Service sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1.67 T_p$.

Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \text{ Ecuación 13}$$

Donde $C = 2.08$ y A es el área de drenaje en kilómetros cuadrados.

Adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo $T_p = 0.6T_c$, donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca.

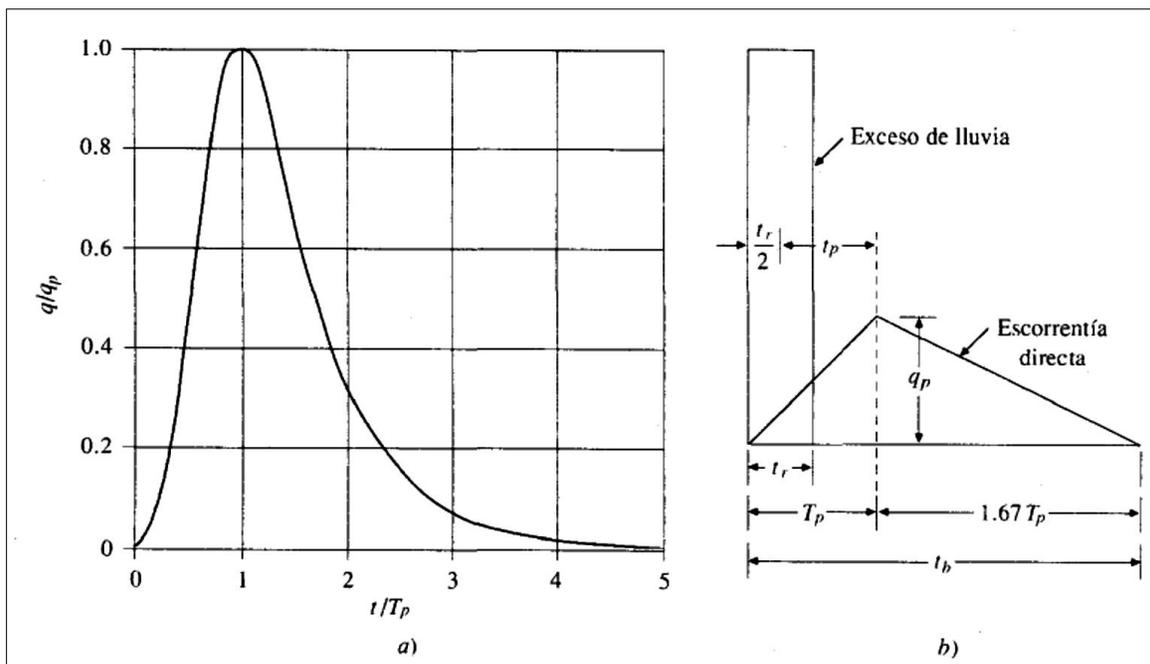


Ilustración 1: a) hidrograma adimensional, b) hidrograma unitario triangular (Ven Te Chow, Hidrología aplicada, 1994)

1.2.3 Hidrometeorología

1.2.3.1 Cálculo de precipitaciones máximas: Método de las isoyetas.

Se puede definir una isoyeta como una curva que une los puntos dentro de un plano cartográfico, que presentan la misma precipitación dentro un determinado período

de tiempo. El método de las isoyetas, fundamentalmente radica en calcular el área (S_i) comprendida entre dos curvas isoyetas cuyas precipitaciones son P_1 y P_{i+1} , asignándole un valor de precipitación promedio correspondiente a la media aritmética de las precipitaciones (P_1 y P_{i+1}) de las isoyetas entre las cuales se encuentra contenida. La precipitación promedio para toda el área en estudio está dado por (SAGARPA, 2006):

$$P_m = \frac{\frac{P_1+P_2}{2}S_1 + \frac{P_2+P_3}{2}S_2 + \dots + \frac{P_{n-1}+P_n}{2}S_n}{S_1+S_2+\dots+S_n} \text{ Ecuación 14}$$

Dónde:

$P_1, P_2 \dots P_n$: precipitaciones correspondientes a cada curva isoyeta

$S_1, S_2 \dots S_n$: áreas comprendidas por las isoyetas.

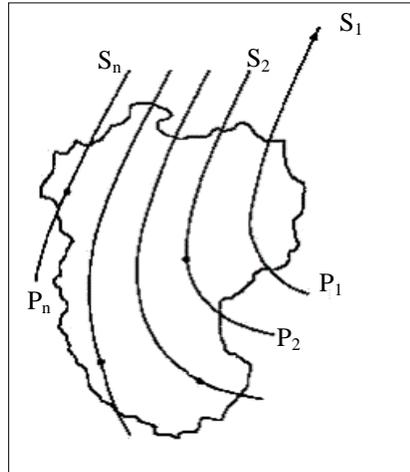


Ilustración 2: Método de las Isoyetas

1.2.3.2 Estimación de precipitaciones máximas: Ajuste de datos

Este proceso consiste en realizar un análisis de los datos hidrológicos con el fin de estimar la precipitación máxima en 24 horas. Para ello, son utilizados el método de Gumbel y el ajuste logarítmico:



- Ajuste por función de probabilidad de Gumbel.

Para el análisis de valores de datos hidrológicos aleatorios, un tipo de función de probabilidad para el ajuste de los mismos es la función de probabilidad de Gumbel. El ajuste por el método de Gumbel se realiza en forma analítica y gráfica partiendo de la expresión doble exponencial con la cual el método define la probabilidad de ocurrencia de un valor mayor o igual al analizado X_i (Martinez & Olivo, 2012):

$$P(x \leq x_i) = e^{-e^{-y_i}} \quad \text{Ecuación 15}$$

Dónde:

e : es la base de los logaritmos neperianos

y_i : es la variable reducida, tal que

$$y_i = a(x_i - x_f) \quad \text{Ecuación 16}$$

$$a = \frac{S_n}{S} \quad \text{Ecuación 17}$$

$$x_f = \bar{X} - S \frac{Y_n}{S_n} \quad \text{Ecuación 18}$$

Dónde:

\bar{X} : Promedio de los datos de la muestra

S : Desviación estándar de los datos de la muestra

X_i : Datos de la muestra

Y_n y S_n : Media y desviación estándar de la variable reducida (respectivamente) que dependen del número de años de registros de la muestra.



- Ajuste Logarítmico.

El ajuste logarítmico consiste en representar gráficamente el periodo de retorno contra la precipitación máxima presentada en 24 horas, para lo cual, primeramente es necesario calcular los periodos de retorno en años para cada una de las precipitaciones máximas en 24 horas, para luego poder ajustar la gráfica a la distribución de probabilidad logarítmica (Ven Te Chow, Hidrologia aplicada, 1994).

$$T_r = \frac{1}{1-P(x \leq x_i)} \text{ Ecuación 19}$$

$$y = a \ln(x) + b \text{ Ecuación 20}$$

Dónde:

y: es la precipitación en mm

x: es el periodo de retorno en años.

Sin embargo, se hace necesario estimar la intensidad de lluvia para duraciones distintas a 24 horas aplicando la ecuación de porcentaje de precipitación definida para las precipitaciones de la Estación Aeropuerto Rafael Núñez (Bolivar & Ghang, 1997):

$$\%P = -0,0076t^4 + 0,0902t^3 - 0,4236t^2 + 0,897t + 0,0026 \text{ Ecuación 21}$$

Dónde:

%P: representa el porcentaje de la precipitación máxima que caerá en lluvias de menor duración.

t: expresa la duración de la lluvia en horas.



1.2.3.3 Curvas IDF mediante análisis de frecuencia.

Utilizando una función de probabilidad de valor extremo semejante a la de Gumbel y contando con información suficiente, es posible realizar de manera eficaz, un análisis de frecuencia para determinadas duraciones. Así, de los registros históricos pluviométricos, son extraídas las lluvias máximas anuales para cada una de las duraciones seleccionadas y se les aplica un análisis de frecuencia a los datos anuales. Seguidamente se determina la intensidad de la precipitación para el periodo de retorno requerido con las funciones encontradas anteriormente, para posteriormente, construir las gráficas IDF con esta información (SAGARPA, 2006).

En 1982 Wenzel dedujo la relación de la intensidad para algunas ciudades de los Estados Unidos en la siguiente ecuación:

$$i = \frac{c}{T_d^c + f} \text{ Ecuación 22}$$

Dónde:

i: intensidad de la lluvia

Td: duración

d, c, f: coeficientes dependientes del lugar y periodo de retorno.

Una forma ampliada de la ecuación anterior para incluir el periodo de retorno es:

$$i = \frac{cT^m}{T_d^c + f} \text{ Ecuación 23}$$

La anterior ecuación será utilizada para relacionar las curvas IDF.



1.2.4 Estudio hidráulico

Un estudio hidráulico aplicado sobre una cuenca hidrográfica pretende específicamente conocer las características relacionadas a la geometría del canal, de esta manera se relacionan los comportamientos que el canal pueda presentar a sus propias condiciones físicas.

1.2.4.1 Propiedades geométricas

Según lo descrito en el libro de hidráulica de canales abiertos Ven Te Chow del año 1994, dentro del estudio hidráulico, se determina primeramente los elementos geométricos de una sección del canal. Estas propiedades son determinadas a través de la geometría y la profundidad de flujo que se presenta en dicho canal.

La *profundidad de flujo*, y , es la distancia vertical del punto más bajo del canal hasta la superficie libre y a menudo se intercambia con el termino *profundidad de flujo de la sección*, d .

El *ancho superficial*, T , es el ancho de la sección del canal en la superficie libre. Se calcula por medio de la formula $T = b + 2zy$ (Ecuación 24).

El *área mojada* A es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección del flujo. $A = (b + zy)y$ (Ecuación 25).

El *perímetro mojado* P es la longitud de la línea de intersección de superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo.

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2} \text{ (Ecuación 26).}$$



El *radio hidráulico* R es la relación entre el área mojada y el perímetro mojado de la sección del canal. $R = A/P$ (Ecuación 27).

1.2.4.2. Determinación de caudal: Ecuación de Manning

La ecuación de Manning fue desarrollada en 1889 por el ingeniero irlandés Robert Manning quien encontró la relación de la velocidad con los parámetros geométricos pendiente longitudinal y radio hidráulico, además del coeficiente de rugosidad de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecuación 28}$$

Esta ecuación está basada en condiciones de flujo uniforme permanente en donde, se considera que la profundidad, área mojada, velocidad y caudal de la sección se mantienen constantes. En corrientes naturales, es muy poco probable encontrar el desarrollo de un flujo uniforme permanente, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme. Sin embargo, a pesar de estas desviaciones a la realidad, se tiene que los resultados obtenidos a partir de estas suposiciones de flujo uniforme son aproximados y generales y, constituyen en sí, una forma simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos.

A partir de la ecuación 29 se puede referir el caudal que corre por el canal al área mojada, radio hidráulico y pendiente, reemplazando la velocidad por la relación del caudal y el área. La ecuación 30 será utilizada para determinar el caudal que puede contener una sección transversal, asumiendo un borde libre de 5 centímetros.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2} \rightarrow$$



$$Q = \frac{1}{n} \cdot AR^{2/3}S^{1/2} \quad \text{Ecuación 29}$$

1.2.5 Fotointerpretación

La Fotointerpretación es una ciencia o técnica que tiene como objetivo estudiar y analizar la información extraída mediante la descripción de un diseño con aplicaciones visuales y digitales de percepción remota. Es el proceso por el que se extrae la información contenida en cualquier fotografía aérea.

1.2.6 Embalses

Son volúmenes de agua retenidos en un vaso topográfico natural o artificial gracias a la construcción de estructuras hidráulicas. Entre las ventajas más notables de la construcción de embalses se encuentran el mejoramiento del suministro de agua en centros urbanos en épocas de sequía, desarrollo de industria pesquera y recreacional, mantenimiento de reservas de agua y control de crecientes de ríos y daños causados por inundaciones; sin embargo, la construcción de un embalse también implica un cambio en la ecología de la zona, traslado de asentamientos urbanos y un posible incremento de actividad sísmica durante el llenado de embalses grandes (Villamizar, 1989).

1.2.6.1 Clasificación

Según Villamizar, la clasificación de los embalses puede hacerse según su función y su tamaño, de la siguiente manera:



- Según su función

Embalses de acumulación: retienen excesos de agua en periodos de alto escurrimiento para ser utilizados en épocas de sequía.

Embalses de distribución: no producen grandes almacenamientos pero facilitan regularizar el funcionamiento de sistemas de suministro de agua, plantas de tratamiento y estaciones de bombeo.

Pondajes: pequeños almacenamientos locales para suplir consumos locales o demandas pico.

- Según su tamaño

La clasificación de los embalses de acuerdo a su tamaño se realiza más por razones de tipo estadísticas que por interés desde el punto de vista técnico.

Embalses gigantes, Volumen almacenado $> 100.000 \text{ Mm}^3$.

Embalses muy grandes, $100.000 \text{ Mm}^3 >$ Volumen almacenado $< 10.000 \text{ Mm}^3$.

Embalses grandes, $10.000 \text{ Mm}^3 >$ Volumen almacenado $< 1.000 \text{ Mm}^3$.

Embalses medianos, $1.000 \text{ Mm}^3 >$ Volumen almacenado $< 1 \text{ Mm}^3$.

Embalses pequeños o pondajes, Volumen almacenado $< 1 \text{ Mm}^3$.

Mm^3 : millones de metros cúbicos.



1.2.6.2 Consideraciones para la selección del sitio del embalse

- El vaso natural debe tener una adecuada capacidad, la cual es definida por la topografía del terreno. Se debe buscar obtener la mayor relación entre agua almacenada y el volumen de la presa.
- La geología del lugar se debe analizar desde el punto de la filtración del lecho del embalse estudiando las fallas, contactos y fisuras. Las mejores condiciones para un embalse las proporcionan los suelos arcillosos o los conformados por rocas sanas, mientras que, los peores son los lechos constituidos por suelos limo-arenosos. Si las filtraciones son muy grandes, muy probablemente el lugar no será apto para la construcción de embalses debido a la pérdida de aguas y el incremento del nivel freático de la zona.
- La estabilidad de los taludes, debido a que a causa de los decrementos de los niveles de las aguas, se pueden producir deslizamientos de terreno.
- Avalúo de los terrenos a inundar. Se debe cumplir que los costos de compra de los terrenos a inundar no sean excesivos, además que en lo posible, las zonas aledañas al embalse no tengan vías importantes o edificaciones de relocalización costosa.
- El impacto ambiental y social tanto aguas arriba como aguas abajo debe considerarse y evaluarse (Villamizar, 1989).

1.2.6.3 Características

Lo más importante de un embalse es su capacidad de almacenamiento, que se representa por medio de dos curvas características:

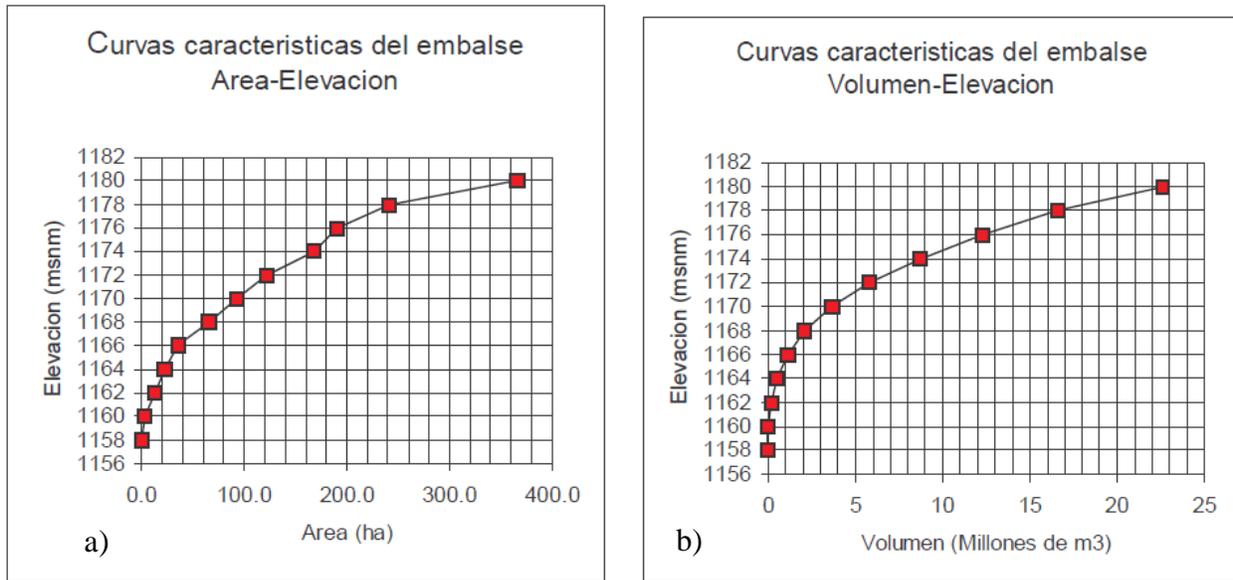


Ilustración 3: Curvas características de los embalses. Fuente: Diseño de Presas de Tierra para Pequeños Almacенamientos. Año 2005

a) *Curva área-elevación:* se construye a partir de información topográfica planimetrando el área comprendida entre cada curva de nivel del vaso topográfico. Indica la superficie inundada correspondiente a cada elevación.

b) *Curva capacidad-elevación:* se obtiene mediante la integración de la curva área-elevación e indica el volumen almacenado correspondiente a cada elevación. (Villamizar, 1989)

Finalmente, para analizar el efecto amortiguador que produce un embalse cuando transita a través de él una creciente se estudia un embalse cuya estructura de salida es un vertedero rectangular (Martinez & Olivo, 2012).

Según lo estipulado en el trabajo de grado de J. Martínez y C. Olivo, se tiene que la ecuación que se utiliza para calcular la variación de la altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero y su caudal correspondiente es:



$$\Delta h = \frac{q_u^t + q_u^{t+\Delta t} - 2h^{3/2}}{\frac{3}{2}h^{1/2} + \frac{200}{36}\kappa} \quad \text{Ecuación 30}$$

Dónde:

$k = \frac{A}{bc\Delta t}$, define el grado de amortiguación del hidrograma de salida.

A: área del embalse.

b: ancho de la cresta.

C: coeficiente del vertedero.

h : la carga sobre la cresta del vertedero.

q_u : caudal pico normalizado.

Para calcular el caudal de salida que se presenta en el embalse, es utilizada la ecuación: (Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, 1994).

$$Q_s = Cbh^{2/3} \quad \text{Ecuación 31}$$

Por su parte, el volumen o capacidad de almacenamiento del embalse puede calcularse mediante la ecuación que sigue, que relaciona el cambio de volumen en un embalse con respecto a las áreas de las curvas de nivel de la zona donde se ubicará.

$$\Delta V = \frac{\Delta h}{3}(A_i + A_j + \sqrt{A_i * A_j}) \quad \text{Ecuación 32}$$

Dónde:

ΔV : Incremento de volumen entre curvas consecutivas

Δh : Diferencia de nivel entre curvas



Ai: Área correspondiente a un nivel inferior

Aj: Área correspondiente a un nivel superior

1.2.6.5 Procedimiento general para la planeación de un embalse

1. Cálculo del costo del embalse para varias alturas de llenado.
2. Cálculo del costo del beneficio que se puede obtener al garantizar una demanda para varias alturas de llenado.
3. Cálculo del beneficio neto.
4. Selección del proyecto con mayores beneficios, considerando si es necesario y posible, otros factores como el social y el ecológico.

Al hacer optimizaciones de este tipo, se puede verificar si el cuerpo de agua sin proyecto puede proporcionar algún beneficio y hasta que altura de llenado de la presa, no significa un incremento en el beneficio que puede proporcionar la misma (Villamizar, 1989).



2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo general

Analizar y diagnosticar la situación actual de la cuenca hidrográfica del Arroyo Policarpa mediante la evaluación de sus características hidráulicas e hidrológicas, con el fin de controlar las inundaciones en la zona baja de la misma.

2.2 Objetivos específicos

- Conocer las características físicas de la cuenca y analizar el comportamiento de las precipitaciones y su variación estacional a nivel regional a partir de registros del IDEAM para determinar los aportes de caudal de la cuenca.
- Determinar las características geométricas y capacidad hidráulica de las secciones, en la parte baja de la cuenca con el fin de identificar puntos críticos que favorecen las inundaciones en el cauce principal del Arroyo Policarpa.
- Formular posibles alternativas de control o mitigación de las inundaciones en la parte baja de la cuenca del Arroyo Policarpa a partir de la información hidráulica e hidrológica analizada.
- Hacer recomendaciones que apoyen la mitigación de las inundaciones desde el enfoque de ordenamiento ambiental de la cuenca.



3. METODOLOGÍA

La cuenca hidrográfica del arroyo Policarpa se encuentra ubicada en la ciudad de Cartagena, sector Mamonal. El arroyo nace en las coordenadas 10° 20' 28.25 N, -75° 28' 28.92 E, desvía su cauce hacia la Zona Sur-Oriental de la ciudad específicamente a la vereda de Membrillal y desemboca en la Bahía de Cartagena, precisamente en las coordenadas 10° 20' 34.02 N, -75° 30' 14.44 E. A lo largo de su cauce se encuentran los barrios Policarpa, Arroz Barato y la refinería de Ecopetrol.

Durante el desarrollo de este proyecto preponderaron las características investigativas y evaluativas, es decir, estuvo enfocado en la posibilidad de enunciar juicios y predecir fenómenos de inundaciones que se pudieran presentar en la cuenca del arroyo Policarpa, todo esto basado en procedimientos científicos que se describen posteriormente. Esta investigación es de tipo mixta, debido a que está constituida por un componente bibliográfico, experimental y de campo.

A continuación se detalla la metodología utilizada para cumplir con los objetivos planteados en el capítulo 3 de este documento.

3.1 Estudio hidrológico e hidrometeorológico

3.1.1 Recopilación de la información.

Para poder llevar acabo el estudio hidrológico y realizar el respectivo análisis de los datos obtenidos de la cuenca del arroyo Policarpa, fue necesario recolectar información de fuentes fiables, las cuales se enuncian a continuación junto con su aporte a esta investigación:



- Cinco fotografías aéreas de la zona adquiridas a través de GOOGLE EARTH®.
- Datos hidrométricos e hidrológicos del canal proporcionados por HIDROCONSULTORES LTDA., de donde se dispuso la información relacionada con precipitaciones y variaciones meteorológicas. HIDROCONSULTORES LTDA. adquirió los derechos sobre esta información comprándola al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM).
- Coordenadas geográficas de las estaciones pluviométricas del Aeropuerto Rafael Núñez, Escuela Naval, Bayunca, Santa Ana, Arjona y Sincerín. Información obtenida del IDEAM y editada por los autores.
- Caracterización del suelo basada en información suministrada por el Plan de Ordenamiento Territorial de la ciudad de Cartagena (POT).

3.1.2 Análisis de la información

Delimitación de la cuenca y subcuencas.

Con las imágenes aéreas disponibles de la zona, adquiridas a través de GOOGLE EARTH®, se hizo la delimitación de la cuenca hidrográfica del arroyo de Policarpa utilizando el programa GlobalMapper® teniendo en cuenta el orden de las corrientes del cauce para la delimitación de las subcuencas.

Fotointerpretación.

Con las 3 imágenes aéreas históricas de la zona de influencia del arroyo Policarpa correspondientes a los años 2005, 2010 y 2013, se realizó una fotointerpretación del lugar con el fin de reconocer como ha variado, a través del tiempo, las condiciones físicas de la



cuenca. En este análisis se comparan variaciones de vegetación, urbanización e industrialización.

Determinación de las características morfométricas de la cuenca.

Una vez concluida la delimitación de la cuenca del arroyo Policarpa se encontraron todas las características morfométricas de la misma, mencionadas anteriormente en el marco referencial, sección 1.2.2.1. A partir de esta caracterización, fue posible conocer de una manera más certera el comportamiento de la cuenca debido a su propia morfometría y comprender su susceptibilidad a las inundaciones, por esto, se determinaron dichos parámetros en la cuenca en general y en cada una de las subcuencas para sectorizar detalladamente posibles puntos críticos.

En la determinación de estas características, fue necesario conocer las longitudes de los cauces, áreas de subcuencas y pendientes; dicha información fue obtenida usando ciertas funciones del programa informático AutoCad®.

Estimación de coeficientes de escorrentía.

Dada la información adquirida del Plan de Ordenamiento Territorial de la ciudad de Cartagena (POT) sobre las características morfológicas y de los usos del terreno, se estimó el coeficiente de escorrentía adecuado para la zona de acuerdo a sus condiciones. Se tuvieron en cuenta para esta elección, la recomendación que hace el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, para los coeficientes de escorrentía (tablas 2 y 3) y la información del POT.

Tabla 2. Valores del coeficiente de escorrentía según zonificación.

ZONIFICACION	VALORES DE "C"
Densidad residencial alta	0.58
Densidad residencial media	0.54
Densidad residencial baja	0.44
Comercial	0.63
Industrial	0.59

Fuente: Plan Maestro de Drenajes de Cartagena, año 2007.

Tabla 3. Valores del coeficiente de escorrentía según tipo de superficie.

Tipo de superficie	Valores de "C"
Cubiertas	0.75-0.95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0.70-0.95
Vías adoquinadas	0.70-0.85
Zonas comerciales o industriales	0.60-0.95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0.75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre otros	0.60-0.75
Residencial unifamiliar con casas contiguas y predominio de jardines	0.40-0.60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separadas	0.45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques – cementerios	0.30
Laderas con vegetación	0.30
Laderas sin vegetación	0.60
Parques recreacionales	0.20-0.35

Fuente: Reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000.

Entonces, según lo establecido por el RAS y el POT, el coeficiente de escorrentía se escogió teniendo en cuenta la impermeabilidad de la zona, el tipo de superficie, la pendiente del terreno y el uso del suelo. Este coeficiente varía entre subcuencas, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4: Coeficientes de escorrentía

Subcuenca	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10
C	0,6	0,6	0,6	0,6	0,75	0,6	0,3	0,3	0,3	0,3

Las subcuencas A1, A2, A3, A4, y A6 hacen parte de una zona industrializada, hecho que resulta obvio si se tiene en cuenta la ubicación de la cuenca, por esto se tomó un valor de 0,6. A la Subcuenca A5 se le asignó un coeficiente de escorrentía de 0,75 debido a que contiene casi la totalidad del barrio Policarpa, es decir, es una zona residencial con casas contiguas. El extremo derecho del área en estudio, compuesto por



las subcuencas A7, A8, A9 y A10 ilustra una zona de laderas con vegetación, de aquí su valor de 0,3.

Estimación del tiempo de concentración.

Según como se estableció en la sección 1.2.2.5 y teniendo en cuenta que se escoge el método de la velocidad para el cálculo del tiempo de concentración, la ecuación $T_c = L_c/V_c$, se interpretó como sigue:

L_c corresponde a la medida en metros del cauce principal de cada una de las 10 subcuencas en la que fue dividida el área de estudio, para ello se utilizó la herramienta de medición del programa Autocad®.

Respecto a la velocidad de concentración (V_c), que sigue la ecuación $V_c = K\sqrt{S}$, el valor de K se determina por el Plan Maestro de Drenajes Pluviales de Cartagena en 1981 y equivale a 4,47. La pendiente (S) se calculó como la relación entre las diferencias de alturas (máximas y mínimas) y la longitud del cauce principal de la subcuenca correspondiente.

Selección del período de retorno.

Según el RAS 2000, el periodo de retorno está relacionado con la importancia de la zona en términos de uso y tamaño. Estos datos se discriminan en la siguiente tabla.

**Tabla 5. Valores recomendados para determinar el Periodo de Retorno.**

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendado (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha *	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	50

Fuente: Reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000.

Para esta investigación, se tomó un periodo de retorno correspondiente a 50 años con el fin de extender la frecuencia de diseño al máximo.

3.1.3 Análisis Hidrometeorológico

Con el fin de realizar el cálculo de las precipitaciones que se presentaron sobre la cuenca del arroyo Policarpa, se realizó un análisis referente a parámetros hidrológicos, hallados anteriormente para luego, conocer las precipitaciones. El procedimiento se realizó como se muestra a continuación:

Estaciones seleccionadas.

Primeramente, fue necesario recolectar los datos de lluvias obtenidos a través de estaciones meteorológicas. Las precipitaciones de la zona fueron analizadas procesando los datos suministrados por 7 estaciones relevantes a la cuenca hidrográfica del arroyo Policarpa; las estaciones meteorológicas fueron ubicadas según sus coordenadas y luego, dichos datos se interpolaron a través del software ArcGis®. La información registrada por



estas estaciones mostró la precipitación dentro de áreas sucesivas con el limitante de que solo se encuentran disponibles registros hasta el año 2005, sin incluir datos de la fuerte ola invernal presentada en el periodo 2010-2011.

Las estaciones meteorológicas que fueron seleccionadas son mostradas en la tabla 5, junto a su respectiva ubicación geográfica con el sistema de coordenadas UTM (Universal Transversal de Mercator).

Tabla 6: Ubicación geográfica de las estaciones seleccionadas

Estación	Municipio	Coordenadas		Altura (m.s.n.m.)
		X	Y	
Apto Rafael Núñez	Cartagena	443454,86	1155214,44	2
Sincerín	Arjona	469157,13	1122331,18	10
Arjona	Arjona	462412,08	1132249,04	60
Santa Ana	Cartagena	440286,54	1130734,91	1
Escuela Naval	Cartagena	441819,54	1147619,39	1
Cañaveral	Turbaco	463513,53	1149657,6	75
Bayunca	Bayunca	456234,84	1164408,59	75

Fuente: IDEAM y procesado por los autores, año 2013

Curvas isoyetas.

Dado los registros anuales históricos (1974-2005) de precipitaciones máximas en 24 horas y el posicionamiento geográfico de cada una de las estaciones meteorológicas, se utilizó el programa informático Arcgis para obtener el mapa de las curvas isoyetas de una manera más precisa para cada uno de los años con registro, se delimitó la cuenca sobre el mapa de la zona, con el fin de determinar las precipitaciones máximas que caerán sobre determinada área de la cuenca.



Precipitación máxima en la cuenca.

Una vez obtenidas las curvas isoyetas generadas por el software ArcGis®, la precipitación máxima anual en la cuenca del arroyo Policarpa se tomó del resultado de aplicar el Método de las Isoyetas descrito en la sección 1.2.3.1, es decir, para cada mapa de curvas, se tomó el área de la cuenca del arroyo Policarpa encerrada entre dos curvas isoyetas consecutivas y se procedió a promediar valor de las precipitaciones que representaban estas dos curvas, multiplicar este resultado con la porción de área contenida y finalmente, realizar la sumatoria de las porciones de área y de este modo, obtener la precipitación máxima en la cuenca.

Ajuste de los datos de las precipitaciones máximas

Se utilizaron las funciones de probabilidad de Gumbel y Logarítmica descritas en el marco de referencia sección 1.2.3.2 para ajustar los datos de las precipitaciones máximas determinadas a través de la interpolación entre las estaciones seleccionadas dentro del proyecto.

Para aplicar el ajuste por el método de Gumbel, primeramente fue necesario ordenar de manera descendente los valores de precipitaciones máximas, seguido de una columna que contiene los valores de la variable reducida de acuerdo a la ecuación 16. Finalmente se construyó una gráfica que relacionara estos dos parámetros con el fin de determinar el coeficiente de correlación lineal (R^2).

Para el método logarítmico se buscó graficar la relación de la precipitación y el periodo de retorno (T_r), para ello, este periodo de retorno se calculó en relación a la



probabilidad de no ocurrencia de cada una de las precipitaciones máximas, tal como establece la ecuación 19. Análogamente se calculó el coeficiente de correlación para el ajuste logarítmico.

Se concluyó que el método de ajuste con el coeficiente de correlación más cercano a la unidad será escogido para los cálculos subsiguientes; para este trabajo, fue utilizado el método de Gumbel. Habiendo seleccionado este método, se empleó la ecuación 20 para calcular el porcentaje de las precipitaciones máximas que caerán en duraciones de 5, 10, 15, 20, 25 y 30 minutos, para periodos de 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años, y así se definieron las intensidades de lluvias que se presentan para diferentes duraciones y periodos de retorno. Finalmente, se construyó una gráfica de Intensidad vs. Duración utilizando el ajuste por el método de Gumbel.

Ajuste de la ecuación Intensidad – Duración – Frecuencia.

Con el ajuste de datos realizado anteriormente, se construyeron las curvas de Intensidad Duración Frecuencia, determinando, a través del procedimiento descrito en la sección 1.2.3.3, los parámetros C, m, n y d para poder ajustar la ecuación característica del arroyo Policarpa, según la ecuación 23, que relaciona la Intensidad, Frecuencia y Duración de lluvias.

A partir de esta ecuación característica, se elaboró una tabla con los valores de intensidad en diferentes duraciones, para periodos de retorno de 5, 10, 20, 25 y 50 años, y por último, se graficó este resultado obteniendo las curvas IDF, que son usadas para definir los caudales máximos de escorrentía que recorren la cuenca del arroyo Policarpa.



3.2 Análisis hidráulico

3.2.1 Recolección de la información.

El análisis hidráulico de la cuenca hidrográfica del arroyo Policarpa, estuvo basado primeramente en las secciones transversales del canal suministradas por HIDROCONSULTORES LTDA., se estudió la topografía de las secciones transversales del canal ubicadas a lo largo del mismo (Policarpa I) y en una bifurcación que el arroyo posee que ha sido denominado Policarpa II. Se emplearon 2 secciones aguas arriba del canal, 11 secciones transversales en la zona intermedia correspondientes al barrio Policarpa y 6 secciones aguas abajo del canal, zona aledaña al sector de Mamonal.

3.2.2 Análisis de la información

Toda vez obtenida la información necesaria, el proceso continuó con la determinación de algunos parámetros hidráulicos indispensables para conocer la capacidad hidráulica que posee el cauce en cada una de las secciones transversales estudiadas y así, determinar el caudal que puede pasar por cada sección; para esto se procedió a determinar:

Pendiente longitudinal

Se determinó la pendiente longitudinal del cauce del arroyo Policarpa, encontrando una pendiente promedio al realizar una diferencia entre la cota más alta en el cauce con la cota más baja del mismo y dividiendo este resultado entre la longitud entre estos dos puntos. Se tuvo así que el punto más alto es de 5,4 m.s.n.m., la cota más baja es



de 0 m.s.n.m. y la longitud entre estos dos puntos es de 2583 m, obteniéndose así una pendiente media de 0,00209.

Propiedades geométricas

De acuerdo a las secciones suministradas por HIDROCONSULTORES LTDA., se dispuso de 19 secciones transversales a lo largo del cauce que fueron los puntos de control para este estudio. Luego, se especificaron las propiedades geométricas de las secciones que fueron halladas a partir de la topografía propia del cauce y de acuerdo a las ecuaciones estipuladas en la sección 1.2.4.1, para posteriormente aplicar, la ecuación de Manning.

Elección del Coeficiente de Manning

De acuerdo a lo establecido en el libro de Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow, se eligió un coeficiente de rugosidad de 0.040 para corrientes naturales menores con ancho superficial creciente menor a 100 pies, que sean rectas, sin montículos o pozos profundos, pero con presencia de más piedras y maleza.

Capacidad hidráulica del canal

Para conocer si la capacidad que tiene el canal es suficiente para acarrear el caudal que recorrerá el cauce del arroyo Policarpa, se aplicó la ecuación de Manning (ecuación 29); en este proceso ya se habían determinado tanto las propiedades geométricas como el



valor del coeficiente de rugosidad asignado. Para esto se elaboró una tabla que incluía todos estos parámetros referenciados a cada sección transversal y se encontró el caudal capaz de fluir por cada punto estudiado en función del radio hidráulico, pendiente, área y coeficiente de Manning.

3.3 Determinación de puntos críticos

Realizados en su totalidad el análisis y la determinación de parámetros hidrológicos e hidráulicos del cauce del arroyo Policarpa, se procedió a confrontar la capacidad hidráulica que presenta el arroyo en los puntos de control estudiados, con el caudal hidrológico hallado anteriormente. Se establecieron como puntos críticos aquellas secciones en las cuales no exista capacidad suficiente para transportar o drenar el caudal, es decir, donde el caudal hidrológico sea mayor que el caudal hidráulico. Estos puntos se asignaron como zonas inminentes de inundación y/o desbordamiento.

3.4 Creación de escenarios

En este punto fue necesario realizar descripciones hipotéticas acerca del comportamiento de la cuenca del arroyo Policarpa con el fin de estudiar y evaluar su actuación frente a determinadas condiciones potencialmente causantes de inundaciones o desbordamientos. A partir de los distintos escenarios creados, se escogió aquel que represente las condiciones en las que un desborde del cauce se hace inminente y se propusieron alternativas de solución a dichos escenarios.



3.5 Alternativa más adecuada

Para el problema de desbordamiento e inundaciones presentado en el arroyo, se plantearon dos alternativas. En la alternativa 1 se planteó la ampliación de las secciones críticas y se realizó el cálculo de la sección transversal ideal que podría drenar el caudal hidrológico en un periodo de retorno igual a 50 años.

En la alternativa 2 se propuso la construcción de un embalse de amortización de caudal junto a la ampliación de ciertas secciones. Para la implementación de esta alternativa, se propuso una sección transversal ideal capaz de transportar el caudal amortizado aguas abajo de la ubicación del embalse (canal Policarpa II), además de la sección propuesta en la alternativa 1 (canal Policarpa I); la localización del embalse, se determinó de acuerdo a la disponibilidad de terrenos en la parte alta del canal y las características del embalse dependieron del periodo de retorno y sus dimensiones.

La implementación de un embalse, reduce el caudal de las subcuencas aguas abajo del mismo, por esto, se determinaron los caudales de entrada y salida del embalse para las subcuencas A1, A2, A3, A4 y A5 (ver ilustración 46) en diferentes tiempos, utilizando la metodología descrita en la sección 1.2.6.3. Seguidamente se encontró el porcentaje de regulación del embalse en relación del valor del caudal entrante y del caudal de salida, para finalmente graficar el hidrograma de estos caudales.

Entre la baraja de alternativas propuestas, se seleccionó aquella que pueda ser aplicada como la solución más adecuada en el control de inundaciones del sector. En la escogencia de dicha alternativa, se encontraron incluidos factores económicos, sociales y constructivos,



teniendo como prioritario un criterio que conlleve a la implementación de soluciones de ingeniería para el control de inundaciones que estén siendo aplicadas a nivel mundial.

3.6 Diseño del embalse

Para el diseño constructivo del embalse se tuvo en cuenta las limitaciones de espacio en la zona donde se ubicó. Por esta razón, basados en las curvas topográficas obtenidas a través del programa GlobalMapper® y posteriormente procesada por los autores en AutoCad®, se midió el área disponible para la construcción de dicho embalse. De igual forma, se obtuvieron las áreas de las curvas de nivel que describían la zona, con el fin de determinar si la ubicación era adecuada. Luego de resolver los detalles de ubicación, se construyó una tabla donde se especifica las cotas y áreas correspondientes, datos que a su vez fueron utilizados para calcular la capacidad de almacenamiento (volumen) del embalse. Las curvas características del embalse fueron calculadas de los datos anteriores.

Es preciso notar que para el diseño del embalse se supuso un área de inundación y un ancho de vertedero estimado, y en base a ellos, se calcularon las variables específicas de diseño tales como volumen, talud y altura.

El volumen resultó de la ecuación 32 explicado en la sección 1.2.6.3 de este documento, la cual relaciona la capacidad de almacenamiento con las áreas entre curvas de nivel consecutivas.



3.7 Esquema general

Se muestra a continuación el esquema general de la metodología implementada para el presente proyecto:

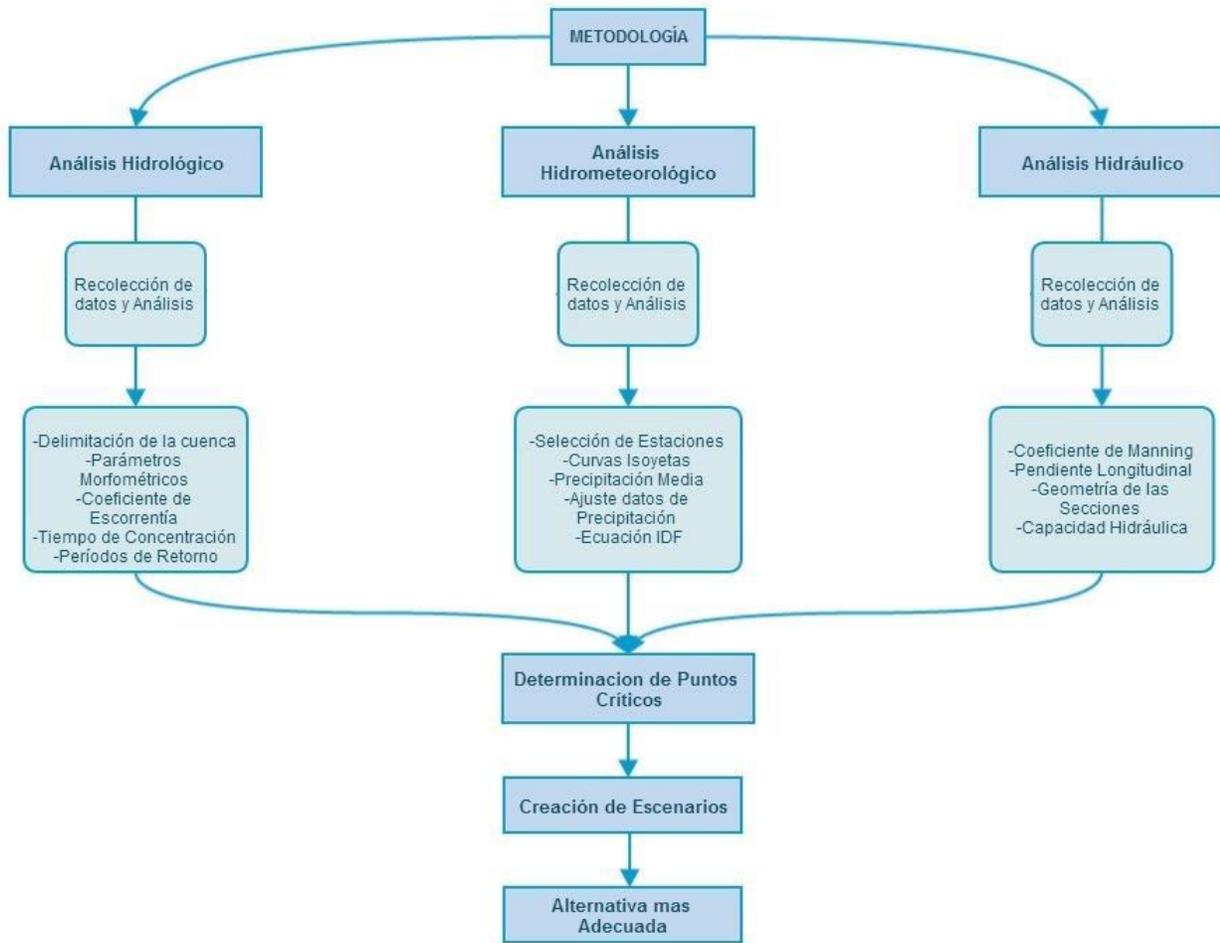


Ilustración 4: Esquema general de la metodología aplicada

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Delimitación de la cuenca

A partir de la imagen de la zona adquirida de Google Earth donde se encuentra el arroyo Policarpa, se realizó la delimitación de la cuenca hidrográfica que lo contiene. Véase ilustración 5.

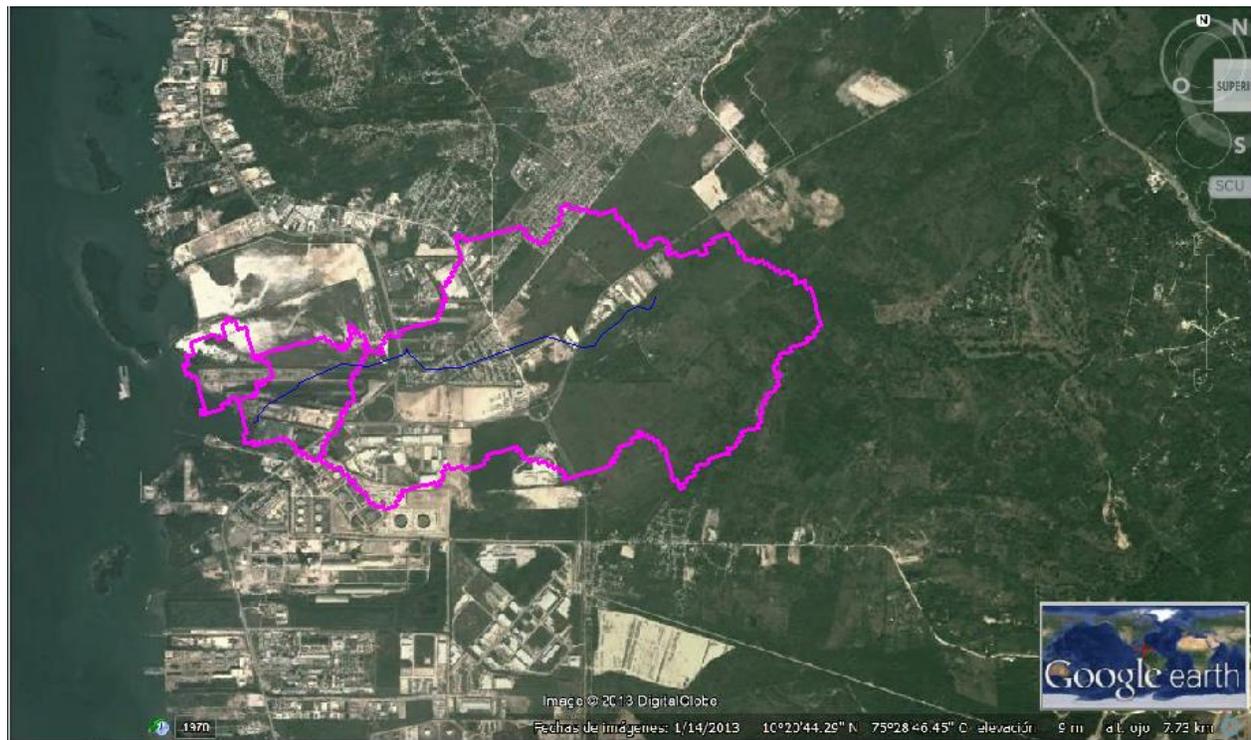


Ilustración 5: Delimitación de la cuenca del arroyo Policarpa. Fuente: Google Earth, año 2013

4.2 Fotointerpretación

Dentro del estudio hidrológico que se aplica a la cuenca, es necesario determinar el coeficiente de escorrentía y estudiar así el caudal que correrá por la cuenca hidrográfica del arroyo Policarpa. Como se ha descrito anteriormente en la sección 3.1.2, este coeficiente de escorrentía dependerá del uso del suelo de la zona a estudiar. En este caso, se hará una

comparación de la variación en los usos de suelo que históricamente ha sufrido la cuenca en los últimos 8 años y su incidencia en las inundaciones y/o desbordamientos presentes en la cuenca, por medio de la interpretación de fotografías aéreas.



Ilustración 6: Fotografía aérea del arroyo Policarpa, año 2005. Fuente: Google Earth

En la ilustración 6 se puede apreciar que sobre la superficie de la cuenca existe una capa vegetal de baja densidad, lo cual se traduce en coeficientes de escorrentía más altos y de este modo, mayores caudales que la hacen susceptible a inundaciones.



Ilustración 7: Fotografía aérea del arroyo Policarpa, año 2010. Fuente: Google Earth

Para el año 2010 se tiene una marcada expansión del sector industrial hacia la zona sur-oriental de la cuenca que supone, cambios en el uso de suelo así como de la disminución de la capa vegetal, por lo cual se esperaría un aumento en las escorrentías superficiales.



Ilustración 8: Fotografía aérea del arroyo Policarpa, año 2013. Fuente: Google Earth

En el presente año, se puede observar el continuo incremento de la zona industrial de Mamonal y el descapotamiento de la cobertura natural de algunas superficies de la cuenca del arroyo Policarpa.

Estos cambios que se han presentado en los últimos años, conllevan a una variabilidad en las características del entorno de la cuenca, así como de su propio comportamiento frente a las precipitaciones debido a que la cantidad de esorrentía superficial que se infiltra al cauce permanece en aumento, implicando así una posible insuficiencia en algunas de las secciones del canal para acarrearlo y desembocar el caudal en la Bahía sin sufrir de desbordamientos o inundaciones. Esta información se hace indispensable para pronosticar el comportamiento de la cuenca a medida que intervenciones antrópicas continúen presentándose, hecho que conllevaría a



un cambio en el coeficiente de escorrentía y, de esta manera plantear soluciones eficaces para el control o mitigación de inundaciones.

4.3 Análisis Hidrometeorológico

4.3.1 Creación de curvas isoyetas

A partir de los datos suministrados por HIDROCONSULTORES de las precipitaciones máximas en 24 horas para las estaciones seleccionadas, se realizó la interpolación de los datos y se obtuvo un mapa de curvas isoyetas que representa las precipitaciones medias en el área de influencia de las estaciones por año en el periodo 1974-2005.

Estos mapas son mostrados a continuación, con la delimitación de la cuenca para determinar las precipitaciones máximas en el área de análisis.

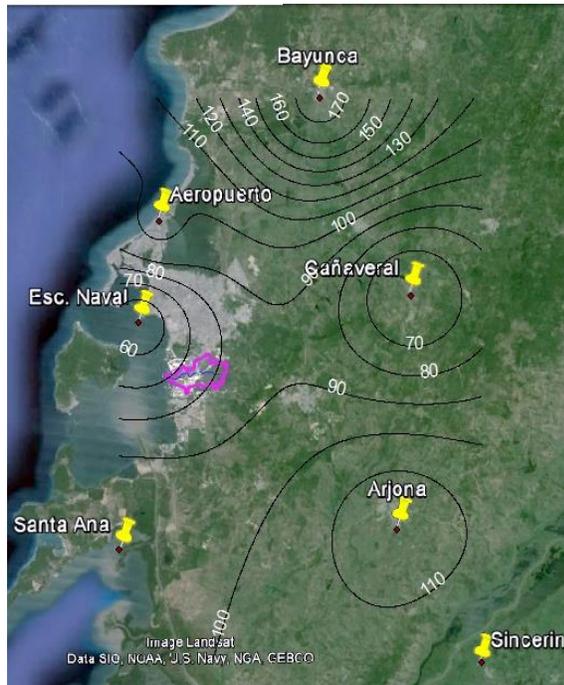


Ilustración 9: Curvas isoyetas, año 1974

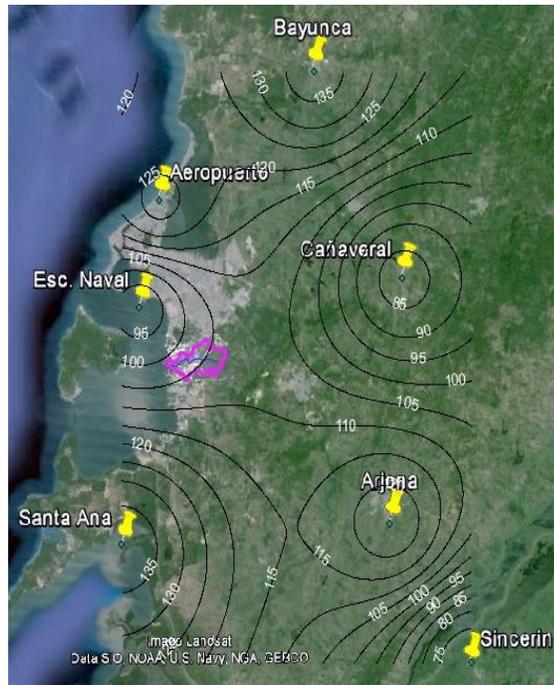


Ilustración 10: Curvas isoyetas, año 1975

Se puede observar una disminución de la precipitación máxima anual en el año 1974 respecto al año 1975 sobre la superficie de la cuenca, teniéndose un descenso de 105 mm a 80 mm y de 110 mm a 90 mm.

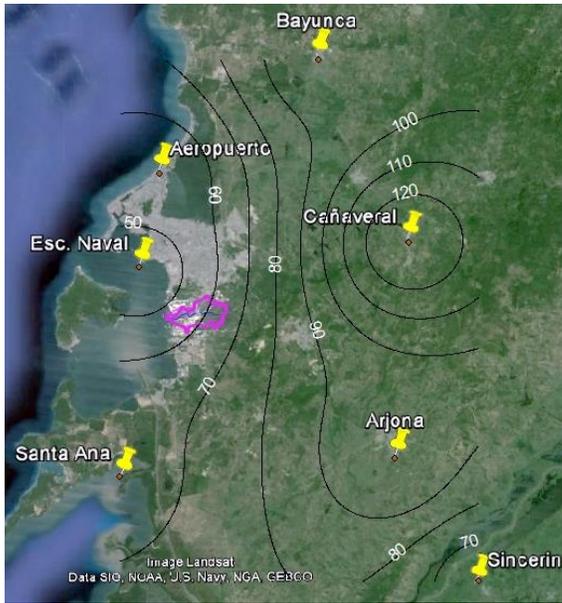


Ilustración 11: Curvas isoyetas, año 1976

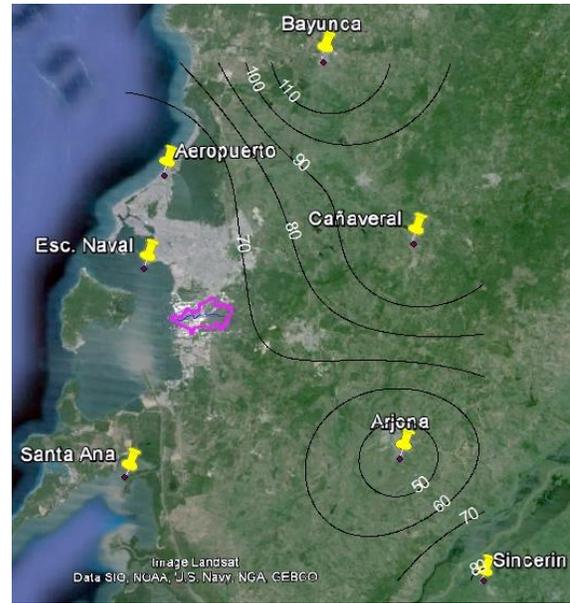


Ilustración 12: Curvas isoyetas, año 1977

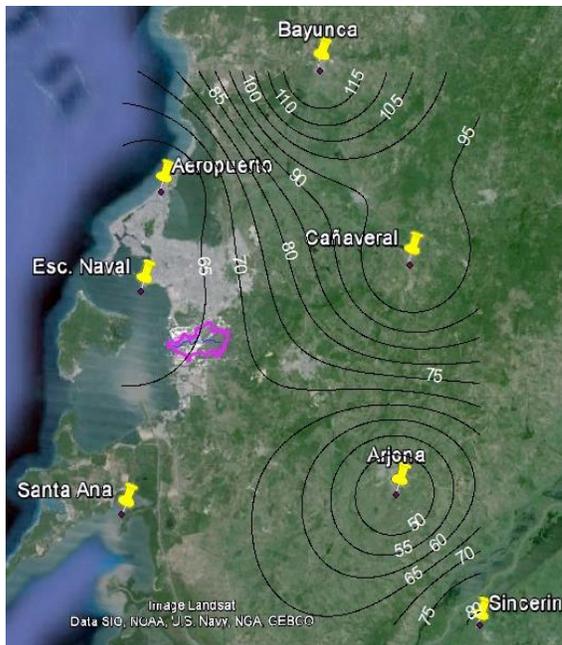


Ilustración 13: Curvas isoyetas, año 1978



Ilustración 14: Curvas Isoyetas, año 1979

Con las ilustraciones anteriores se puede analizar que para los años 1976, 1977 y 1978, la precipitación máxima anual se mantuvo alrededor de los 70 mm; para el año 1979 se presentó un aumento de la precipitación máxima llegando a los 125 mm.

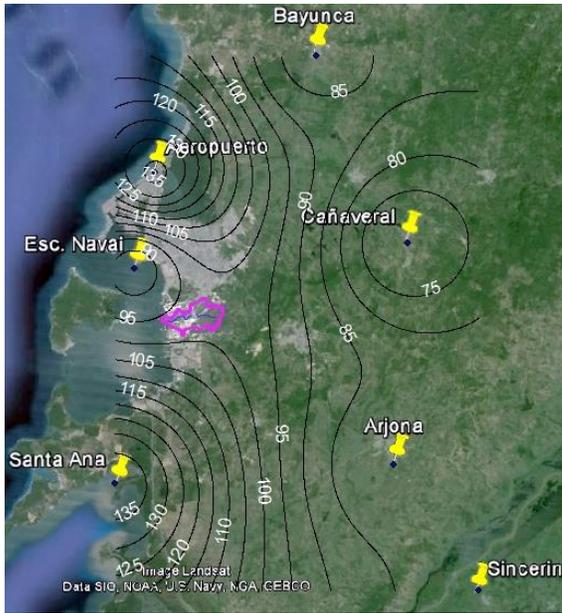


Ilustración 15: Curvas isoyetas, año 1980

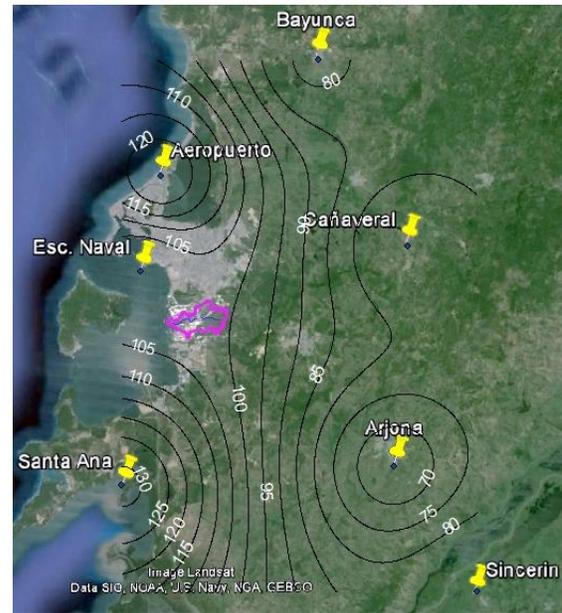


Ilustración 16: Curvas isoyetas, año 1981

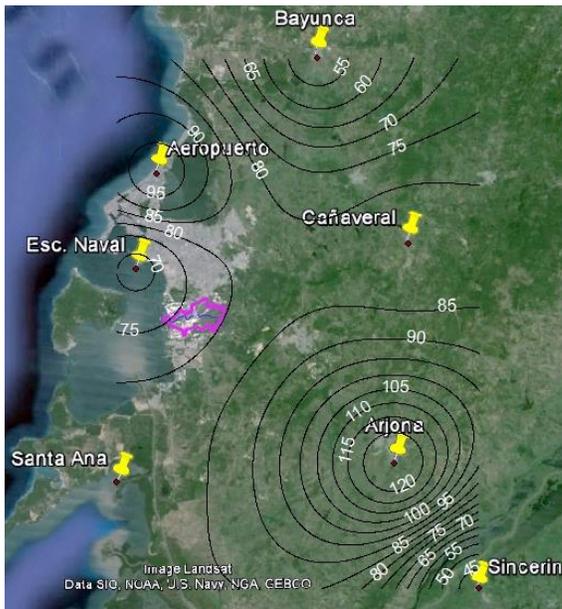


Ilustración 17: Curvas isoyetas, año 1982

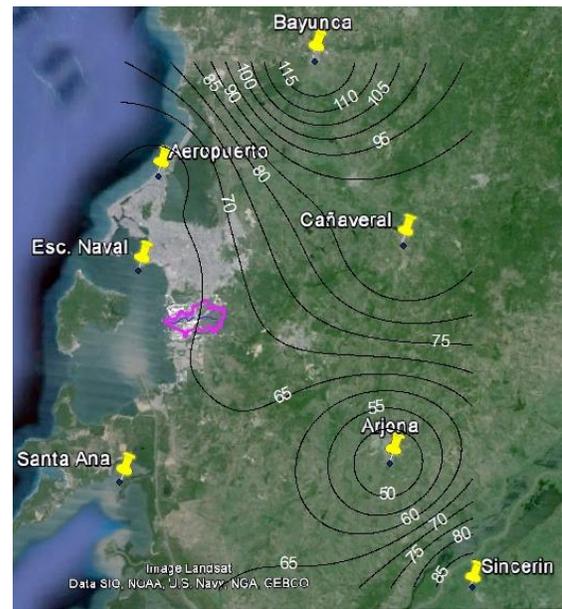


Ilustración 18: Curvas isoyetas, año 1983

Para estos cuatro años, se tiene un incremento de la precipitación entre los años 1980 y 1981, pasando de 100 mm anuales a 105 mm anuales de precipitación, y de allí hasta el año 1983 una reducción, llegando a un valor de 67,5 mm anuales.

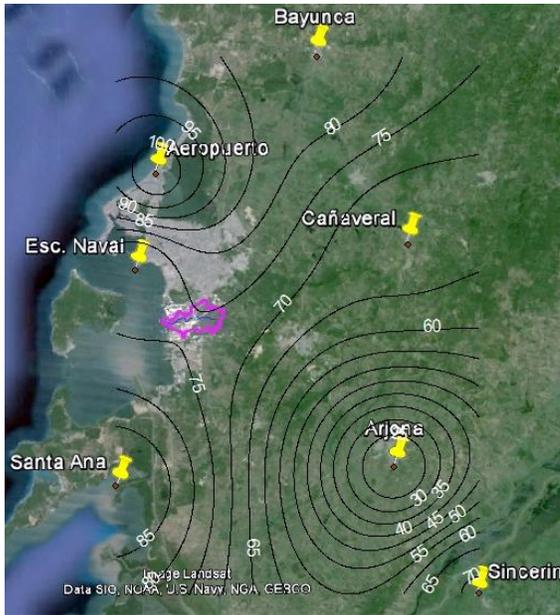


Ilustración 19: Curvas isoyetas, año 1984

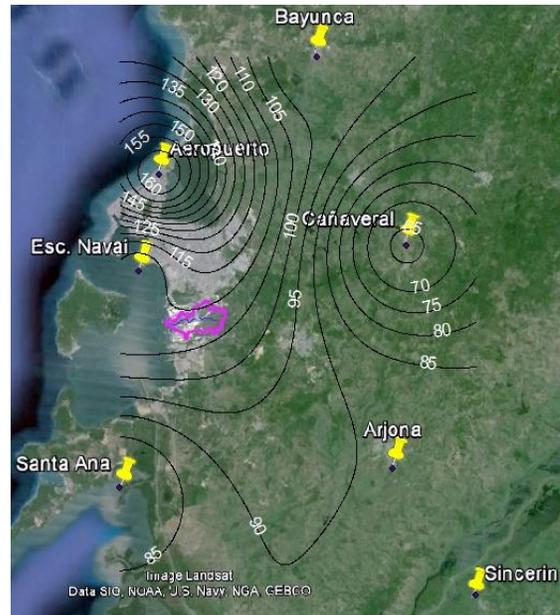


Ilustración 20: Curvas isoyetas, año 1985



Ilustración 21: Curvas isoyetas, año 1986

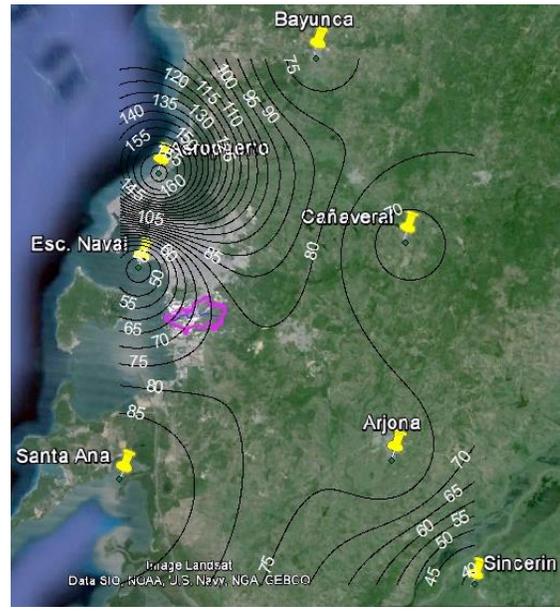


Ilustración 22: Curvas isoyetas, año 1987

Observando estos 4 mapas de isoyetas, se muestra como la precipitación máxima en la cuenca pasa de 75 mm a 105 mm, para luego descender en el año 1986 a 65mm anuales y finalmente, asciende a 80 mm anuales en el año 1987.



Ilustración 23: Curvas isoyetas, año 1988



Ilustración 24: Curvas isoyetas, año 1989

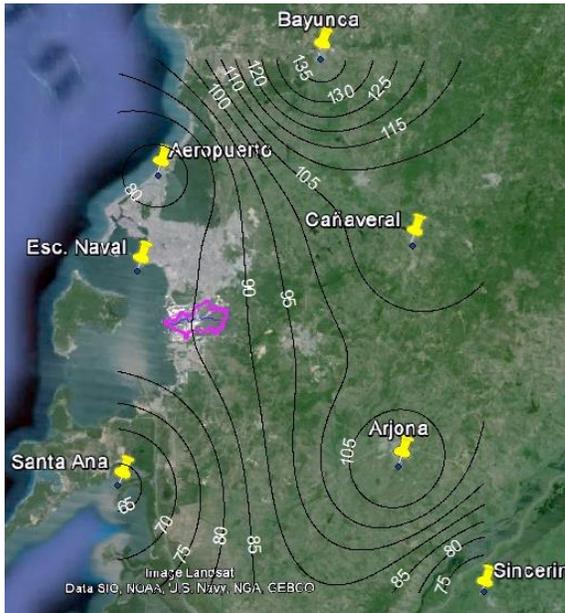


Ilustración 25: Curvas isoyetas, año 1990

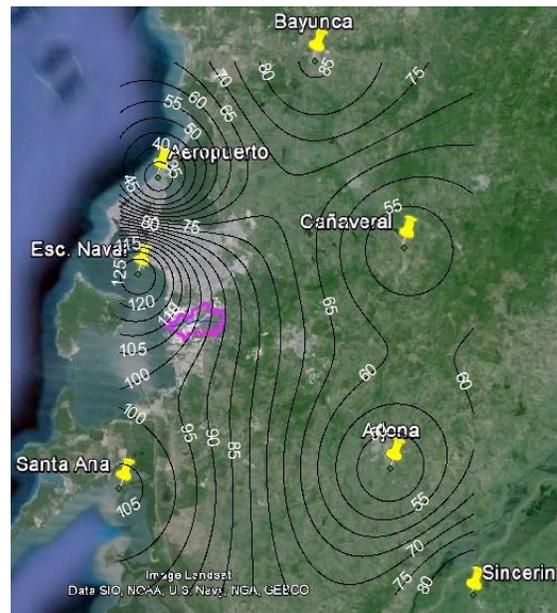


Ilustración 26: Curvas isoyetas, año 1991

En el año 1988 se tuvo una precipitación máxima de 115 mm anuales, el cual se incrementó para el siguiente año alcanzando un valor de precipitación máxima de 135 mm, y luego llegan a presentarse precipitaciones entre los 90 y 110 mm anuales para los años 1990 -1991.

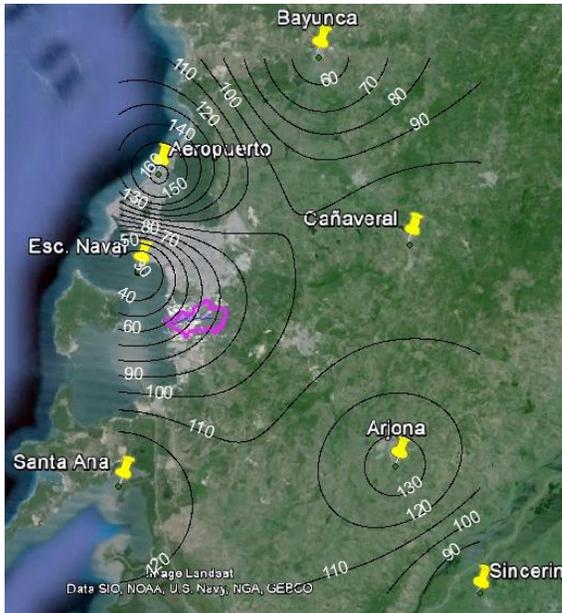


Ilustración 27: Curvas isoyetas, año 1992

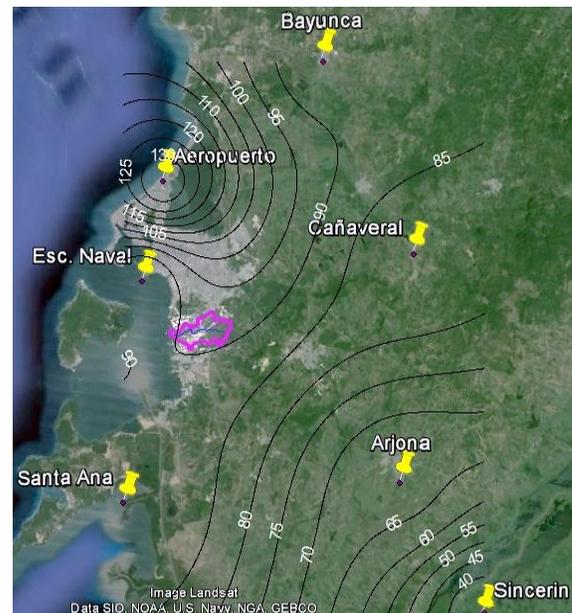


Ilustración 28: Curvas isoyetas, año 1993

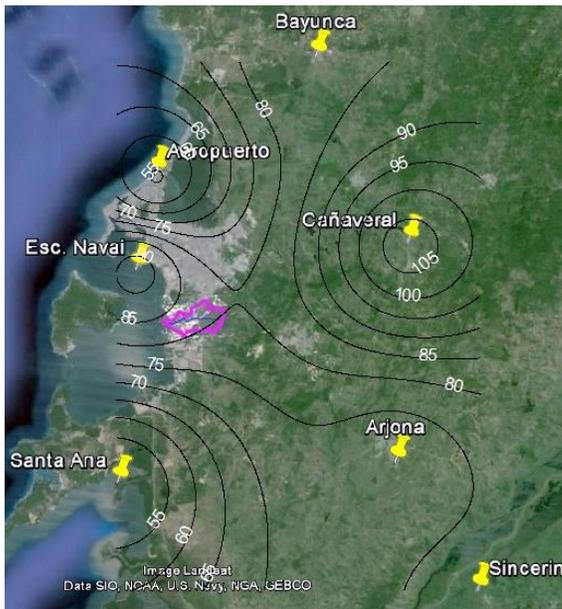


Ilustración 29: Curvas isoyetas, año 1994

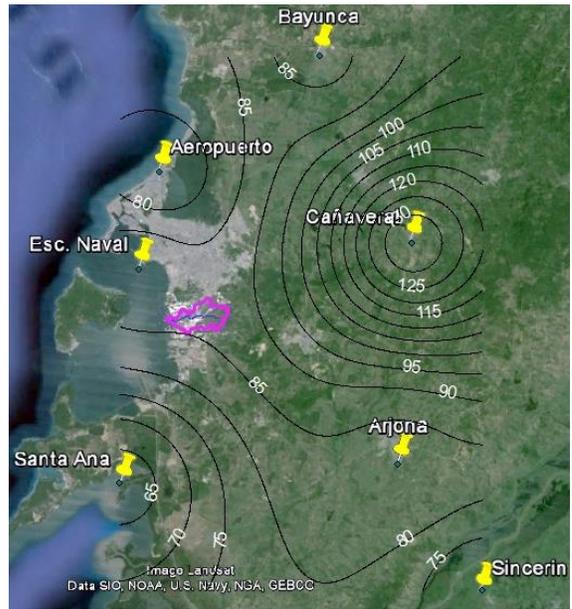


Ilustración 30: Curvas isoyetas, año 1995

Durante estos 4 años (1992-1995), no se presentó una mayor variación en los datos de precipitación en el área de la cuenca del arroyo Policarpa. En general, estos valores se mantuvieron entre los 90 y 85 mm anuales máximos de precipitación.



Ilustración 31: Curvas isoyetas, año 1996



Ilustración 32: Curvas isoyetas, año 1997

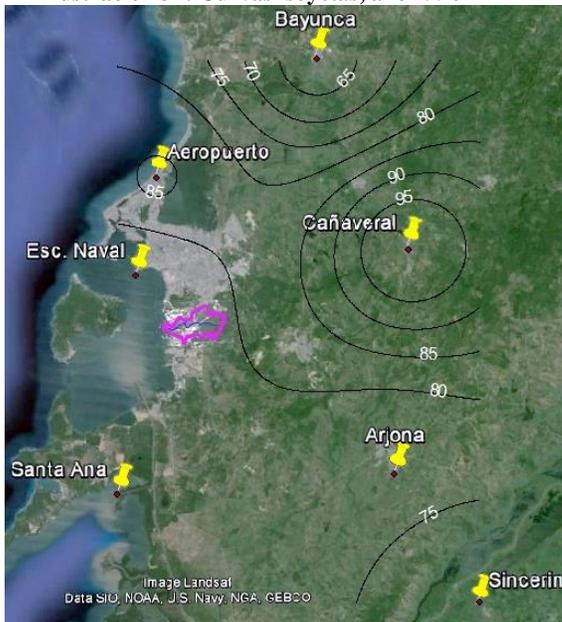


Ilustración 33: Curvas isoyetas, año 1998

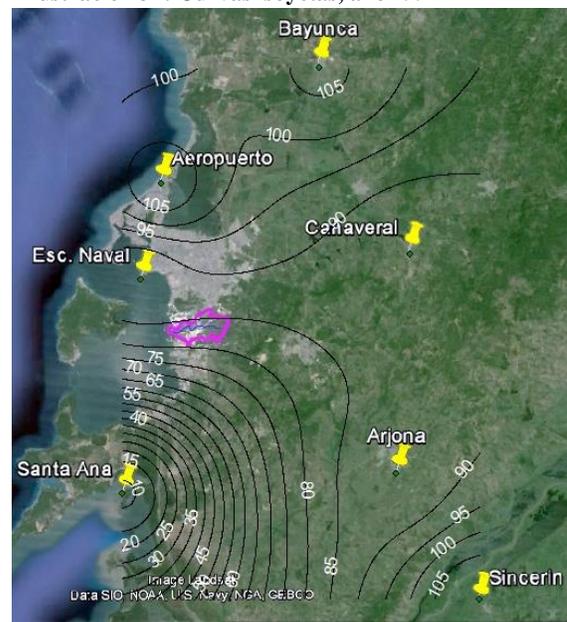


Ilustración 34: Curvas isoyetas, año 1999

Para el año 1996 se presentaron precipitaciones entre los 75 y 90 mm en la cuenca del arroyo Policarpa; en el año siguiente estos valores aumentaron a un rango de 110-130 mm y finalmente, se mantuvieron cerca de los 80 mm de precipitación anual.

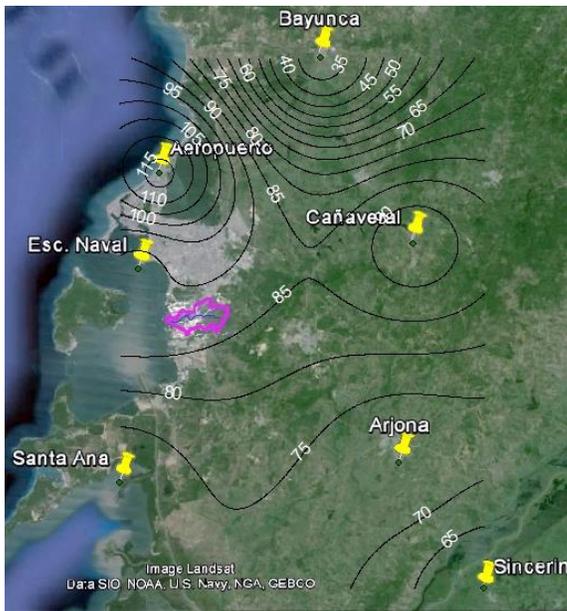


Ilustración 35: Curvas isoyetas, año 2000



Ilustración 36: Curvas isoyetas, año 2001

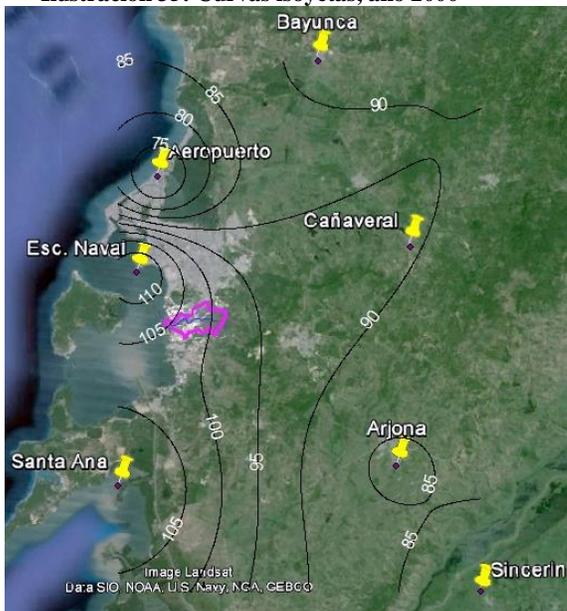


Ilustración 37: Curvas isoyetas, año 2002



Ilustración 38: Curvas isoyetas, año 2003

A partir del año 2000 y hasta el año 2002 se mantuvo un aumento en las precipitaciones presentadas en la zona, empezando con un valor máximo de 90 mm y terminando en 105 mm; para el año 2003 se tienen precipitaciones máximas de 70 mm.



Ilustración 39: Curvas isoyetas, año 2004

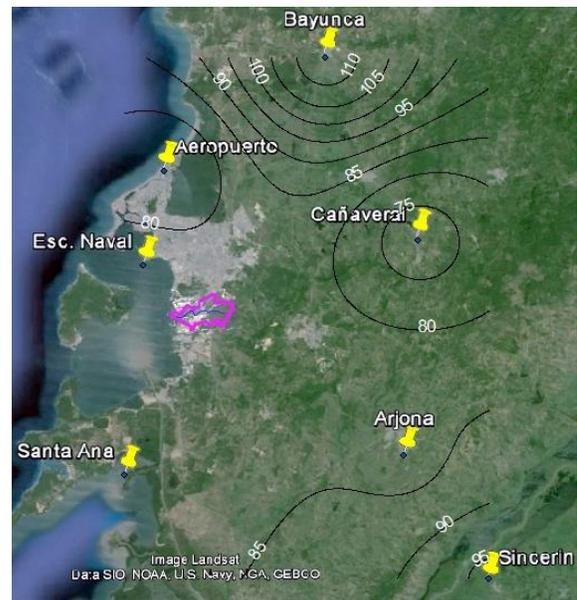


Ilustración 40: Curvas isoyetas, año 2005

En el análisis de los 2 últimos años de estudio se presenta una disminución en la presencia de lluvias en el área de la cuenca, pasando de 140 mm en promedio a 85 mm de precipitaciones anuales máximas.

4.3.2 Precipitación máxima

Habiéndose obtenido los mapas de curvas isoyetas de precipitación máxima en 24 horas desde el año 1974 hasta el año 2005, se encontró el valor final de las precipitaciones máximas en la superficie de la cuenca aplicando el Método de las Isoyetas. En la siguiente tabla se muestran los resultados de las precipitaciones máximas para cada uno de los años estudiados y las correspondientes áreas de influencia en la cuenca del arroyo Policarpa



Tabla 7: Precipitaciones máximas a partir de curvas isoyetas y áreas entre ellas correspondientes al Arroyo Policarpa para los años 1974 a 2005.

Año	A 1	P 1	A 2	P 2	A 3	P 3	A 4	P 4	AT	PM
1974	4354887	102,5	1551242,55	107,5					5906129,55	103,81
1975	4530930,55	75	1375199	85					5906129,55	77,33
1976	3414788,55	55	2491341	65					5906129,55	59,22
1977	5906129,55	70							5906129,55	70
1978	2026499	65	3879630,55	67,5					5906129,55	66,64
1979	5906129,55	122,5							5906129,55	122,5
1980	5906129,55	97,5							5906129,55	97,5
1981	5906129,55	102,5							5906129,55	102,5
1982	5906129,55	77,5							5906129,55	77,5
1983	3121580	65	2784549,55	67,5					5906129,55	66,18
1984	4906047,55	72,5	1000082	77,5					5906129,55	73,35
1985	5485895,55	107,5	420234	112,5					5906129,55	107,86
1986	646113	47,5	4490710	52,5	769306,55	57,5			5906129,55	52,6
1987	348375	62,5	1903089	67,5	3401757	72,5	252908,55	77,5	5906129,55	70,51
1988	523332	122,5	3811155,55	127,5	1571642	132,5			5906129,55	128,39
1989	2583726	102,5	3322403,55	107,5					5906129,55	105,31
1990	2405321	82,5	3500808,55	87,5					5906129,55	85,46
1991	930232	107,5	2271149	102,5	2627641	97,5	77107,55	92,5	5906129,55	100,93
1992	984931,55	65	3763478	75	1157720	85			5906129,55	75,29
1993	5906129,55	92,5							5906129,55	92,5
1994	4937448,55	82,5	968681	77,5					5906129,55	81,68
1995	5906129,55	87,5							5906129,55	87,5
1996	1838535	77,5	3981271	82,5	86323,55	87,5			5906129,55	81,02
1997	2833222,00	132,50	2144654,00	127,50	803910,00	122,50	124343,55	117,50	5906129,55	129,01
1998	5906129,55	80							5906129,55	80
1999	4976018,55	82,5	930111	87,5					5906129,55	83,29
2000	5906129,55	87,5							5906129,55	87,5
2001	5906129,55	80							5906129,55	80
2002	403762	107,5	3617032,55	102,5	1885335	97,5			5906129,55	101,25
2003	519139	92,5	5386990,55	97,5					5906129,55	97,06
2004	607056	147,5	3547519	142,5	1751554,55	137,5			5906129,55	141,53
2005	953193,55	52,5	2492147	57,5	1697761	62,5	763028	67,5	5906129,55	59,42

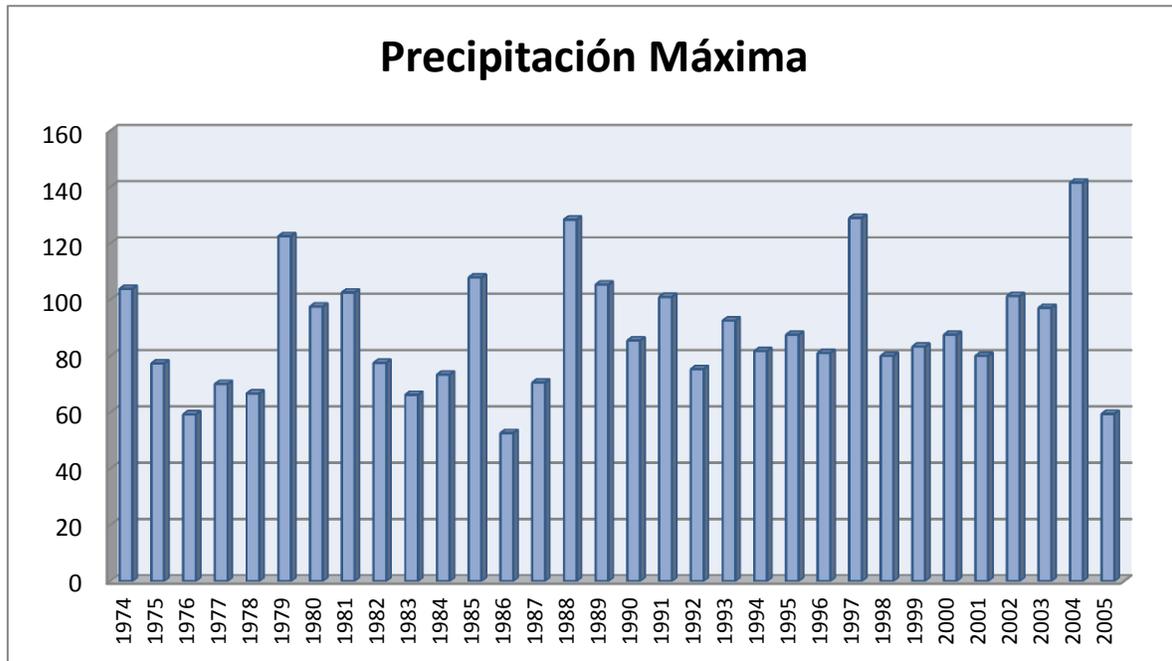


Ilustración 41: Precipitaciones máximas anuales del Arroyo Policarpa

El análisis de la tabla de precipitaciones muestra que los mayores valores se dieron en promedio sobre toda la cuenca en los años 1997 y 2004 con 129,01 mm y 141,42 mm respectivamente, hecho que coincide cronológicamente con efectos del Fenómeno del “Niño” (IDEAM, Posibles efectos naturales y socioeconómicos del fenómeno "El Niño" en el período 2012-2013 en Colombia, 2012). Por su parte, las menores precipitaciones en la cuenca del arroyo Policarpa se dieron en los años 1976 (59,22 mm) y 1986 (52,6 mm).

4.3.3 Ajuste de datos de precipitación

A partir de los resultados obtenidos en la tabla 7 se realizó el ajuste de los datos por el Método de Gumbel y Ajuste Logarítmico. Se muestra la tabla 8 con los respectivos ajustes:



Tabla 8: Ajuste de datos a partir del método de Gumbel y Logarítmico para el Arroyo Policarpa.

Ajuste de probabilidad de Gumbel y Logarítmico					
Orden	Año	Precipitación	Yi	P(x<= xi)	Tr
1	2004	141,53	3,45764409	0,96898718	32,244732
2	1997	129,01	2,76316429	0,93885727	16,3551748
3	1988	128,39	2,72877312	0,93678699	15,8195282
4	1979	122,50	2,40205699	0,91344552	11,5534175
5	1985	107,86	1,58998157	0,81551997	5,42064092
6	1989	105,31	1,44853401	0,79063851	4,77642764
7	1974	103,81	1,36532956	0,77468675	4,43826538
8	1981	102,50	1,29266435	0,75992287	4,16532797
9	2002	101,25	1,22332731	0,74509058	3,92296219
10	1991	100,93	1,20557702	0,74117455	3,86360771
11	1980	97,50	1,01531618	0,69608196	3,29036082
12	2003	97,06	0,99090955	0,68987912	3,22454913
13	1993	92,50	0,73796802	0,61996988	2,63137037
14	1995	87,50	0,46061986	0,53211670	2,13728508
15	2000	87,50	0,46061986	0,53211670	2,13728508
16	1990	85,46	0,34746181	0,49337833	1,97385952
17	1999	83,29	0,22709271	0,45074798	1,82065784
18	1994	81,68	0,13778660	0,41841371	1,7194353
19	1996	81,02	0,10117665	0,40503841	1,68078078
20	1998	80,00	0,04459762	0,38428061	1,62411647
21	2001	80,00	0,04459762	0,38428061	1,62411647
22	1982	77,50	-0,09407646	0,33332285	1,49997641
23	1975	77,33	-0,10350630	0,32987128	1,49225061
24	1992	75,29	-0,21666435	0,28882706	1,40612774
25	1984	73,35	-0,32427543	0,25081788	1,33478893
26	1987	70,51	-0,48180919	0,19809653	1,24703289
27	1977	70,00	-0,51009870	0,18910449	1,23320451
28	1978	66,64	-0,69647666	0,13443559	1,15531553
29	1983	66,18	-0,72199269	0,12764132	1,14631747
30	2005	59,42	-1,09696741	0,05003315	1,05266832
31	1976	59,22	-1,10806133	0,04838906	1,05084963
32	1986	52,60	-1,47527030	0,01262322	1,0127846

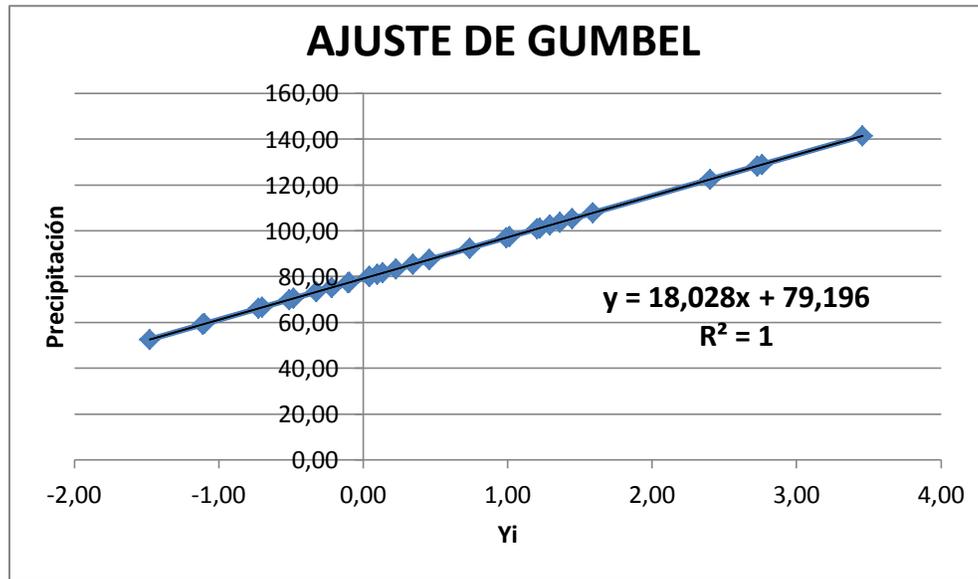


Ilustración 42: Diagrama de dispersión del ajuste de datos del Arroyo Policarpa por método de Gumbel.

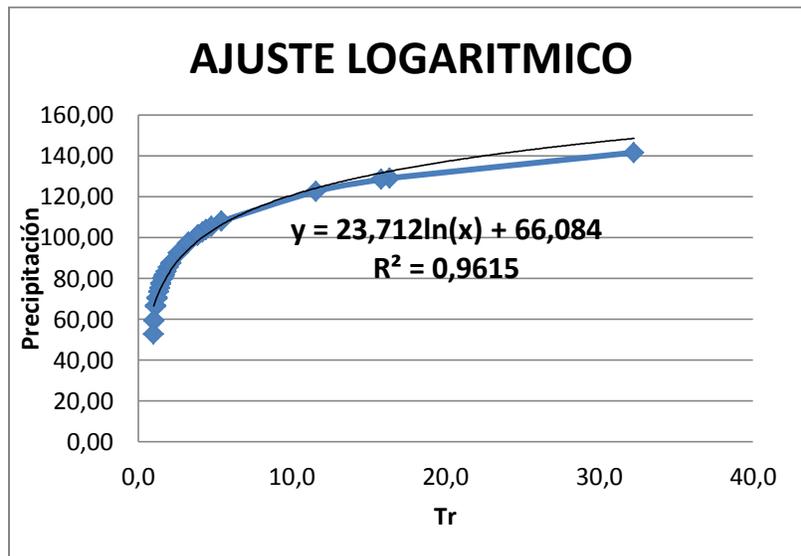


Ilustración 43: Diagrama de dispersión de ajuste de datos del Arroyo Policarpa por método Logarítmico

Teniéndose las anteriores ilustraciones, se puede apreciar que el coeficiente de correlación R^2 encuentra un valor de exactamente 1 cuando es aplicado el ajuste de datos por el Método de Gumbel y que se obtiene un valor cercano a éste (0,9615) cuando es utilizado el ajuste por el Método Logarítmico. Por esto, el Método de Gumbel es seleccionado para realizar los cálculos correspondientes al ajuste de parámetros de la

ecuación de intensidad (ecuación 20) y por consiguiente, para la construcción de las curvas IDF.

Tabla 9: Ajuste de datos precipitaciones máximas en 24 horas por el método de Gumbel y logarítmico para las estaciones del IDEAM consideradas.

T(años)	P(x>xi) (%)	Ajuste Gumbel		Ajuste logarítmico
		Yi	Prec(mm)	Prec(mm)
5	80	1,5	106,2	104,2
10	90	2,25	119,7	120,6
20	95	2,97	132,7	137,1
25	96	3,199	136,8	142,4
50	98	3,902	149,5	158,8
100	99	4,6	162,1	175,2

La tabla 9 muestra los valores de precipitaciones máximas en una duración de 24 horas, dicho cálculo está realizado por ambos métodos (Gumbel y Logarítmico). Sin embargo, es necesario estimar la intensidad de lluvia para duraciones distintas a 24 horas; aplicando la ecuación 20.

Teniendo en cuenta la tabla 9 y enfocando los valores de precipitación por el método de Gumbel, siguiendo con la aplicación de la ecuación 33 se obtuvieron los siguientes resultados.

**Tabla 10: Precipitaciones máximas para duraciones de 5, 10 y 15 min.**

T (años)	t(h)=5min	0,083	t(h)=10min	0,167	t(h)=15min	0,250
	%Prec	Prec(mm)	%Prec	Prec(mm)	%Prec	Prec(mm)
5	9,561	10,158	15,966	16,962	21,845	23,207
10	9,561	11,451	15,966	19,122	21,845	26,162
20	9,561	12,692	15,966	21,194	21,845	28,997
25	9,561	13,086	15,966	21,851	21,845	29,896
50	9,561	14,298	15,966	23,876	21,845	32,666
100	9,561	15,502	15,966	25,886	21,845	35,416

Tabla 11: Precipitaciones máximas para duraciones de 20, 25 y 30 min.

T (años)	t(h)=20min	0,333	t(h)=25min	0,417	t(h)=30min	0,500
	%Prec	Prec(mm)	%Prec	Prec(mm)	%Prec	Prec(mm)
5	27,226	28,924	32,139	34,143	36,611	38,894
10	27,226	32,607	32,139	38,491	36,611	43,847
20	27,226	36,140	32,139	42,661	36,611	48,598
25	27,226	37,261	32,139	43,984	36,611	50,105
50	27,226	40,713	32,139	48,060	36,611	54,747
100	27,226	44,140	32,139	52,105	36,611	59,356

En la tabla 10 se puede notar por ejemplo, que para una duración de 5 minutos y un periodo de retorno de 5 años, el porcentaje de precipitación (%P) ronda el 10% de la precipitación máxima en 24 horas, lo que equivale al 10% de 106, 237 mm (tabla 9), lo que es igual a 10,158 mm. De esta misma manera pueden ser interpretadas las tablas 11.

Los valores de las intensidades de lluvia en diferentes duraciones y para distintos periodos de retorno se observan en la siguiente tabla.



Tabla 12: Intensidades de lluvia para duraciones de 5, 10 y 15 minutos.

T (años)	t(h)=5min	0,083	t(h)=10min	0,167	t(h)=15min	0,250
	%Prec	I (mm/h)	%Prec	I (mm/h)	%Prec	I (mm/h)
5	9,561	121,893	15,966	101,772	21,845	92,828
10	9,561	137,415	15,966	114,732	21,845	104,649
20	9,561	152,305	15,966	127,164	21,845	115,988
25	9,561	157,028	15,966	131,107	21,845	119,585
50	9,561	171,578	15,966	143,255	21,845	130,665
100	9,561	186,020	15,966	155,313	21,845	141,664

Tabla 13: Intensidades de lluvia para duraciones de 20, 25 y 30 minutos.

T (años)	t(h)=20min	0,333	t(h)=25min	0,417	t(h)=30min	0,500
	%Prec	I (mm/h)	%Prec	I (mm/h)	%Prec	I (mm/h)
5	27,226	86,771	32,139	81,943	36,611	77,788
10	27,226	97,821	32,139	92,378	36,611	87,694
20	27,226	108,420	32,139	102,387	36,611	97,196
25	27,226	111,783	32,139	105,563	36,611	100,210
50	27,226	122,140	32,139	115,344	36,611	109,495
100	27,226	132,421	32,139	125,053	36,611	118,711

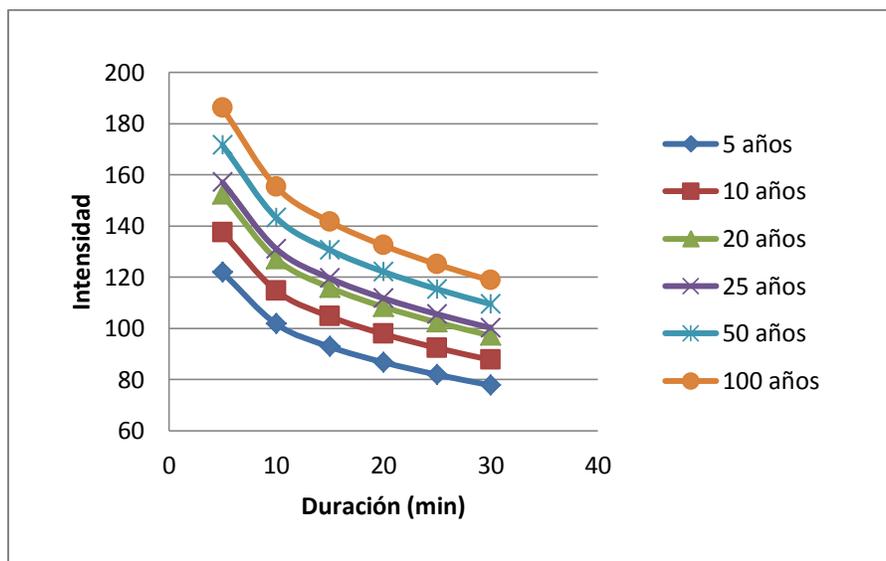


Ilustración 44: Curvas IDF para la cuenca del Arroyo Policarpa por ajuste Gumbel para las estaciones del IDEAM consideradas.



4.3.4 Ajuste de la ecuación Intensidad-Duración-Frecuencia

A continuación se muestra el proceso para la obtención de las variables a_0 , a_1 y a_2 ,

Tabla 14: Ajuste de parámetros a_0 , a_1 y a_2

Orden	X1	X2	Y	X1*Y	X2*Y	X1^2	X2^2	X1*X2
1	0,6990	0,6990	2,0860	1,4580	1,4580	0,4886	0,4886	0,4886
2	1,0000	0,6990	2,1380	2,1380	1,4944	1,0000	0,4886	0,6990
3	1,3010	0,6990	2,1827	2,8398	1,5257	1,6927	0,4886	0,9094
4	1,3979	0,6990	2,1960	3,0698	1,5349	1,9542	0,4886	0,9771
5	1,6990	0,6990	2,2345	3,7963	1,5618	2,8865	0,4886	1,1875
6	2,0000	0,6990	2,2696	4,5391	1,5864	4,0000	0,4886	1,3979
7	0,6990	1,0000	2,0076	1,4033	2,0076	0,4886	1,0000	0,6990
8	1,0000	1,0000	2,0597	2,0597	2,0597	1,0000	1,0000	1,0000
9	1,3010	1,0000	2,1044	2,7378	2,1044	1,6927	1,0000	1,3010
10	1,3979	1,0000	2,1176	2,9603	2,1176	1,9542	1,0000	1,3979
11	1,6990	1,0000	2,1561	3,6632	2,1561	2,8865	1,0000	1,6990
12	2,0000	1,0000	2,1912	4,3824	2,1912	4,0000	1,0000	2,0000
13	0,6990	1,1761	1,9677	1,3753	2,3142	0,4886	1,3832	0,8221
14	1,0000	1,1761	2,0197	2,0197	2,3754	1,0000	1,3832	1,1761
15	1,3010	1,1761	2,0644	2,6859	2,4279	1,6927	1,3832	1,5301
16	1,3979	1,1761	2,0777	2,9045	2,4435	1,9542	1,3832	1,6441
17	1,6990	1,1761	2,1162	3,5953	2,4888	2,8865	1,3832	1,9981
18	2,0000	1,1761	2,1513	4,3025	2,5301	4,0000	1,3832	2,3522
19	0,6990	1,3010	1,9384	1,3549	2,5219	0,4886	1,6927	0,9094
20	1,0000	1,3010	1,9904	1,9904	2,5896	1,0000	1,6927	1,3010
21	1,3010	1,3010	2,0351	2,6477	2,6477	1,6927	1,6927	1,6927
22	1,3979	1,3010	2,0484	2,8635	2,6650	1,9542	1,6927	1,8188
23	1,6990	1,3010	2,0869	3,5455	2,7151	2,8865	1,6927	2,2104
24	2,0000	1,3010	2,1220	4,2439	2,7607	4,0000	1,6927	2,6021
25	0,6990	1,3979	1,9135	1,3375	2,6750	0,4886	1,9542	0,9771
26	1,0000	1,3979	1,9656	1,9656	2,7477	1,0000	1,9542	1,3979
27	1,3010	1,3979	2,0102	2,6154	2,8102	1,6927	1,9542	1,8188
28	1,3979	1,3979	2,0235	2,8287	2,8287	1,9542	1,9542	1,9542
29	1,6990	1,3979	2,0620	3,5033	2,8825	2,8865	1,9542	2,3751
30	2,0000	1,3979	2,0971	4,1942	2,9316	4,0000	1,9542	2,7959
31	0,6990	1,4771	1,8909	1,3217	2,7931	0,4886	2,1819	1,0325
32	1,0000	1,4771	1,9430	1,9430	2,8700	1,0000	2,1819	1,4771
33	1,3010	1,4771	1,9876	2,5860	2,9360	1,6927	2,1819	1,9218
34	1,3979	1,4771	2,0009	2,7972	2,9556	1,9542	2,1819	2,0649
35	1,6990	1,4771	2,0394	3,4649	3,0124	2,8865	2,1819	2,5096
36	2,0000	1,4771	2,0745	4,1490	3,0643	4,0000	2,1819	2,9542
Suma	48,5815	42,3069	74,3696	101,2833	86,7850	72,1318	52,2033	57,0925

De la tabla 14 surge el siguiente sistema de ecuaciones presentado de manera matricial.

Tabla 15: Sistema de ecuaciones a0, a1 y a2

a0	a1	a2	Coef
36	48,5815	42,3069	74,3696
48,5815	72,1318	57,0925	101,2833
42,3069	57,0925	52,2033	86,7850

El sistema anterior arrojó los siguientes resultados:

$$a_0 = 2,1666; a_1 = 0,1403 \text{ y } a_2 = -0,2470$$

Dado esto, las constantes C, m, n y d fueron finalmente ajustadas como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 16: Constantes ajustadas

Constantes ajustadas	
d	0,0000
n	0,2470
m	0,1404
C	146,7882

Por último la ecuación obtenida que relacionó las variables intensidad, duración y frecuencia de cualquier lluvia en la zona de la cuenca hidrográfica del arroyo Policarpa se expresa así:

$$i = \frac{146,79T^{0,1404}}{(t+d)^{0,427}} \text{ Ecuación 33}$$

Para la obtención de las curvas IDF utilizando la ecuación 33 se muestran los siguientes valores de intensidad según periodo de retorno y duración.



Tabla 17: Valores de intensidad para cualquier lluvia en la zona de la cuenca hidrográfica del Arroyo Policarpa calculadas con la ecuación 33.

Duración (min)	Periodo de Retorno (años)					
	5	10	20	25	50	100
5	123,6359	136,2709	150,1972	154,9766	170,8144	188,2708
10	104,1791	114,8258	126,5604	130,5876	143,9331	158,6423
15	94,2499	103,8817	114,4980	118,1414	130,2148	143,5222
20	87,7843	96,7554	106,6434	110,0368	121,2821	133,6765
25	83,0763	91,5663	100,9239	104,1354	114,7775	126,5072
30	79,4176	87,5337	96,4792	99,5493	109,7227	120,9358
35	76,4502	84,2631	92,8744	95,8297	105,6230	116,4172
40	73,9695	81,5289	89,8607	92,7202	102,1957	112,6396
45	71,8483	79,1909	87,2838	90,0612	99,2651	109,4095
50	70,0024	77,1563	85,0413	87,7474	96,7148	106,5986
55	68,3735	75,3609	83,0625	85,7056	94,4643	104,1181
60	66,9195	73,7584	81,2961	83,8830	92,4555	101,9040
65	65,6093	72,3143	79,7044	82,2407	90,6453	99,9088
70	64,4191	71,0025	78,2586	80,7488	89,0009	98,0964
75	63,3305	69,8026	76,9361	79,3842	87,4969	96,4387
80	62,3288	68,6985	75,7192	78,1286	86,1130	94,9133
85	61,4023	67,6774	74,5937	76,9673	84,8330	93,5025
90	60,5414	66,7285	73,5478	75,8881	83,6436	92,1915
95	59,7382	65,8432	72,5720	74,8813	82,5338	90,9684
100	58,9860	65,0141	71,6582	73,9385	81,4946	89,8230

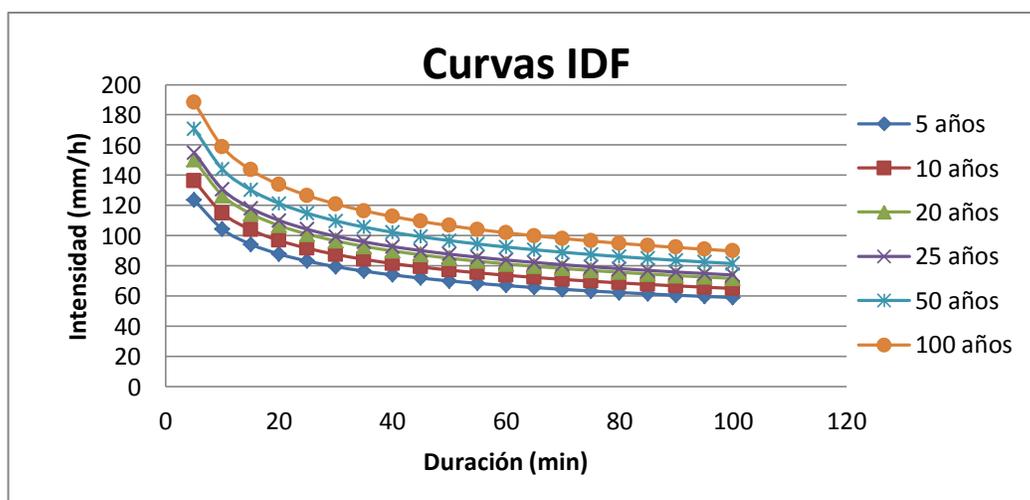


Ilustración 45: Curvas IDF para cualquier lluvia en la zona de la cuenca hidrográfica del Arroyo Policarpa calculadas con la ecuación 33.

Se observó en el desarrollo de esta fase que los valores obtenidos por medio por medio de la ecuación de intensidad (ecuación 33) fueron notablemente similares a los hallados por medio del método de Gumbel (tabla 17 en comparación con la 12 y 13 respectivamente), lo cual se marcó como un indicador de la confiabilidad de esta ecuación para el área específica de estudio.

4.4 Análisis Hidrológico

4.4.1 Delimitación de subcuencas y drenajes.

La cuenca hidrográfica del arroyo Policarpa fue dividida en 10 subcuencas respetando el estudio topográfico adquirido a través del programa informático GlobalMapper®, donde fue empleada una equidistancia de 1 metro entre curvas de nivel.

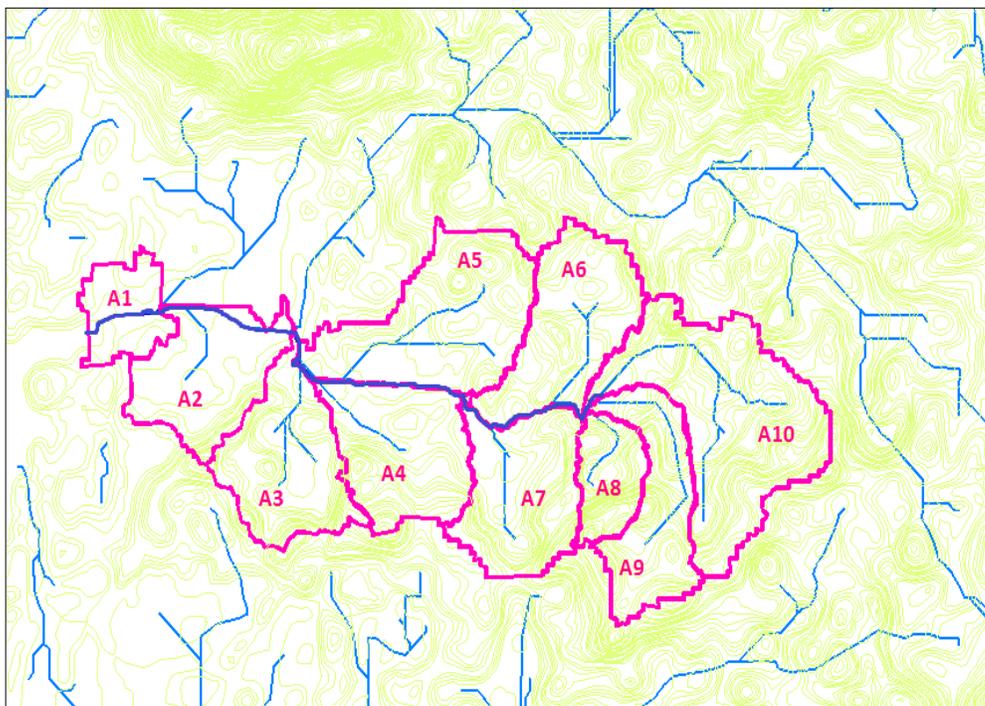


Ilustración 46: Delimitación de subcuencas en la cuenca del Arroyo Policarpa

4.4.2 Determinación de parámetros morfométricos.

Posterior a la delimitación de la cuenca del arroyo, se determinaron los parámetros morfométricos relevantes a la fisiología propia de la cuenca. Sus resultados son reseñados en la tabla 18 y descritos y analizados luego.

Tabla 18: Parámetros morfométricos de la cuenca.

Área de la cuenca, A(ha)	590,6
Longitud del cauce principal, Lc(km)	3,5
Perímetro, P(km)	16,3
Longitud axial, Lx(km)	4,6
Longitud del valle, Lv(km)	3,1
Longitud de todas las corrientes, L(km)	10,1
Densidad de drenaje, Dd(km/km ²)	1,7
Altura máxima, H max (m)	7,0
Altura mínima, H min (m)	2,0
Pendiente media, Sm	0,0014
Ancho medio, B(km)	1,6
Factor de forma, Kf	0,35
Coefficiente de compacidad, Kc	1,88
Longitud media de escorrentía superficial, l(Km)	0,41
Sinuosidad, S	1,11

La determinación de los parámetros A, P, Lc, Lx, Lv, L, Hmax y Hmin resultó relativamente sencilla a través del programa AutoCAD®. Los demás son la aplicación de las ecuaciones mencionadas en la sección 1.2.2.1.

Estos mismos parámetros fueron calculados para cada una de las subcuencas detalladas en la ilustración 46. Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 19: Parámetros morfométricos de subcuencas.

Subcuenca	A(Km2)	P(km)	Lc(Km)	Lx(Km)	H max (m)	H min (m)	L(km)	Sm	B	Kf	Kc	Dd
A1	0,2608	2,7942	0,5132	0,6289	3,0000	2,0000	0,5132	0,0019	0,5082	0,8081	1,5320	1,9678
A2	0,5544	4,4854	0,8753	1,0777	4,0000	3,0000	1,3755	0,0011	0,6334	0,5877	1,6867	2,4811
A3	0,5968	4,1235	0,4105	1,0710	7,0000	3,0000	1,1074	0,0097	1,4538	1,3575	1,4945	1,8556
A4	0,6007	3,7602	0,6497	1,0546	6,0000	2,0000	0,6497	0,0062	0,9246	0,8767	1,3584	1,0816
A5	0,8221	4,8521	1,2153	1,5225	5,0000	2,0000	1,8994	0,0025	0,6765	0,4443	1,4984	2,3104
A6	0,6331	4,3891	0,5484	1,1505	8,0000	4,0000	0,8106	0,0073	1,1544	1,0034	1,5445	1,2804
A7	0,5978	4,0286	0,6373	0,8552	7,0000	3,0000	0,6373	0,0063	0,9380	1,0968	1,4589	1,0661
A8	0,2544	2,3586	0,6272	0,4985	11,0000	6,0000	0,6272	0,0080	0,4056	0,8137	1,3093	2,4654
A9	0,5051	4,4756	1,3232	0,7478	32,0000	3,0000	1,3232	0,0219	0,3817	0,5105	1,7633	2,6197
A10	1,0809	6,4841	0,9661	1,6031	10,0000	3,0000	2,3342	0,0072	1,1189	0,6979	1,7463	2,1594

El método racional para el cálculo de caudales de escorrentía resulta confiable en la aplicación sobre cuencas con áreas menores a 500 ha (5 km²); la tabla 19 muestra que cada una de las subcuencas cumple con este criterio. La subcuenca de mayor superficie fue la A10 con un área de 108 ha, una altura máxima de 10 m.s.n.m y una mínima de 3 m.s.n.m. Por su parte, la subcuenca con mayor longitud de cauce (Lc) es la A5, mientras que la de mayor pendiente es la A9.

Las subcuencas A4 y A8 presentaron un coeficiente de compacidad (Kc) más cercano a 1, lo que indica una tendencia morfológica circular, hecho que podría repercutir en tiempos de concentración menores y por tanto, mayor rapidez para la concentración de flujos superficiales. Es decir, son sectores propensos a inundaciones según este parámetro. Por su parte, el factor de forma (Kf) establece que para menores valores la tendencia a inundaciones es baja, esto se refleja en las subcuencas A5 y A9 que presentaron formas más alargadas.

Las cuencas A2, A5, A8, A9 y A10 presentaron una densidad de drenaje (Dd) alta, lo que muestra que la escorrentía superficial en estas subcuencas tiene poca oportunidad de infiltrarse hasta llegar al nivel subterráneo.

4.4.3 Estimación de los tiempos de concentración.

Los tiempos de concentración obedecieron el protocolo del método de la velocidad, para el cual, el coeficiente K para la ciudad de Cartagena es 4,47 según estipula el Plan Maestro de Drenajes Pluviales de Cartagena año 1981.

Tabla 20: Tiempos de concentración para las subcuencas del Arroyo Policarpa.

Subcuenca	Lc (m)	Sm	Vc (m/s)	Tc (min)	Tc redondeada (min)
A1	513,2000	0,00194856	0,19731686	43,3482129	44
A2	875,3000	0,00114247	0,15108768	96,5554115	97
A3	410,5000	0,00974421	0,44124616	15,5053285	16
A4	649,7000	0,00615669	0,3507366	30,8731207	31
A5	1215,3000	0,00246853	0,22208867	91,2023116	92
A6	548,4000	0,00729395	0,38175857	23,9418332	24
A7	637,3000	0,00627648	0,35413232	29,9934973	30
A8	627,2000	0,00797194	0,39910714	26,1917972	27
A9	1323,2000	0,02191657	0,66174973	33,325791	34
A10	966,1000	0,00724563	0,38049198	42,318019	43

La tabla anterior muestra que la subcuenca A2 tiene el mayor tiempo de concentración.

4.4.4 Estimación de la intensidad de lluvia.

La intensidad de lluvia fue determinada utilizando la ecuación de intensidad (ecuación 33) y teniendo en cuenta los tiempos de concentración redondeados. Los resultados se aprecian en la tabla



Tabla 21: Intensidad de la lluvia.

Subcuenca	Tc (min)	Intensidad de precipitación (mm/h) para período de retorno (años)					
		5	10	20	25	50	100
A1	44	72,248	79,632	87,770	90,563	99,818	110,019
A2	97	59,432	65,505	72,199	74,497	82,110	90,501
A3	16	92,759	102,239	112,687	116,273	128,155	141,252
A4	31	78,777	86,828	95,701	98,746	108,838	119,960
A5	92	60,214	66,367	73,150	75,477	83,191	91,692
A6	24	83,918	92,494	101,947	105,191	115,941	127,789
A7	30	79,418	87,534	96,479	99,549	109,723	120,936
A8	27	81,512	89,842	99,023	102,174	112,616	124,125
A9	34	77,000	84,869	93,542	96,518	106,382	117,254
A10	43	72,660	80,085	88,270	91,078	100,386	110,645

La tabla 21 muestra de los distintos valores de intensidad para diferentes periodos de retorno. La estimación de la intensidad de lluvia alcanza su punto máximo cuando el tiempo de concentración es el menor, como indica la Subcuenca A3.

4.4.5 Caudales máximos

En la tabla 22 se encuentran registrados los datos de caudal máximo, calculados por el Método Racional y cuya ecuación dependía de las variables C, I, A y del factor R, para ajustar la lluvia sobre el área.

Tabla 22: Caudales máximos de escorrentía para diferentes periodos de retorno.

Subcuenca	C	R	Periodo de retorno (años)					
			5	10	20	25	50	100
			Caudal Máximo (m ³ /s)					
A1	0,6	0,8780	2,7572	3,0389	3,3495	3,4561	3,8093	4,1986
A2	0,6	0,8527	4,6823	5,1608	5,6882	5,8692	6,4690	7,1301
A3	0,6	0,8499	7,8416	8,6430	9,5263	9,8294	10,8340	11,9411
A4	0,6	0,8497	6,7012	7,3860	8,1409	8,3999	9,2583	10,2045
A5	0,75	0,8374	8,6360	9,5185	10,4913	10,8251	11,9314	13,1507
A6	0,6	0,8477	7,5060	8,2731	9,1185	9,4087	10,3702	11,4300
A7	0,3	0,8498	3,3623	3,7059	4,0846	4,2146	4,6453	5,1200
A8	0,3	0,8787	1,5185	1,6737	1,8447	1,9034	2,0979	2,3123
A9	0,3	0,8560	2,7745	3,0580	3,3705	3,4778	3,8332	4,2249
A10	0,3	0,8259	5,4054	5,9578	6,5667	6,7756	7,4681	8,2313

En la tabla 22 se puede notar que las subcuencas que aportan el mayor caudal son la A3, A5 y A6 cuyos valores en m³/s son respectivamente, para un período de retorno de 50 años, 10.83, 11.93 y 10.37.

4.4.6 Hidrogramas sintéticos

Tal como se estableció en la metodología (sección 3.1.2), el periodo de retorno escogido para esta investigación fue 50 años, por tanto, el caudal pico (Qp) para continuar con la construcción de los hidrogramas sintéticos es la columna correspondiente a este tiempo de retorno en la tabla 22.

Los hidrogramas sintéticos, tienen un comportamiento lineal en donde las abscisas dependen del tiempo de viaje (Tv) y el tiempo de caudal pico (Tp). La tabla 23 muestra estos valores.

**Tabla 23: Tiempo de viaje y Tiempo pico**

Subcuenca	Tv(min)	Tp(min)	Tv + Tb(min)
A1	0	26,4	70,48
A2	43,34	58,2	198,74
A3	120,51	9,6	146,14
A4	120,51	18,6	170,17
A5	120,51	55,2	267,89
A6	212,33	14,4	250,78
A7	212,33	18	260,39
A8	261,48	16,2	304,73
A9	261,48	20,4	315,95
A10	261,48	25,8	330,37

Nota: Tv + Tb es el punto final del hidrograma sintético.

Según el concepto de tiempo pico, las zonas de la cuenca con menor pendiente causaron, como es lógico, tiempos mayores, pues el efecto de ser terreno plano conllevó a que el agua viajara con menos velocidad. La Subcuenca A2 tiene la menor pendiente (tabla 20) y por tanto, posee el tiempo pico (Tp) mayor.



A partir de la tabla 24, se graficaron los hidrogramas para cada subcuenca.

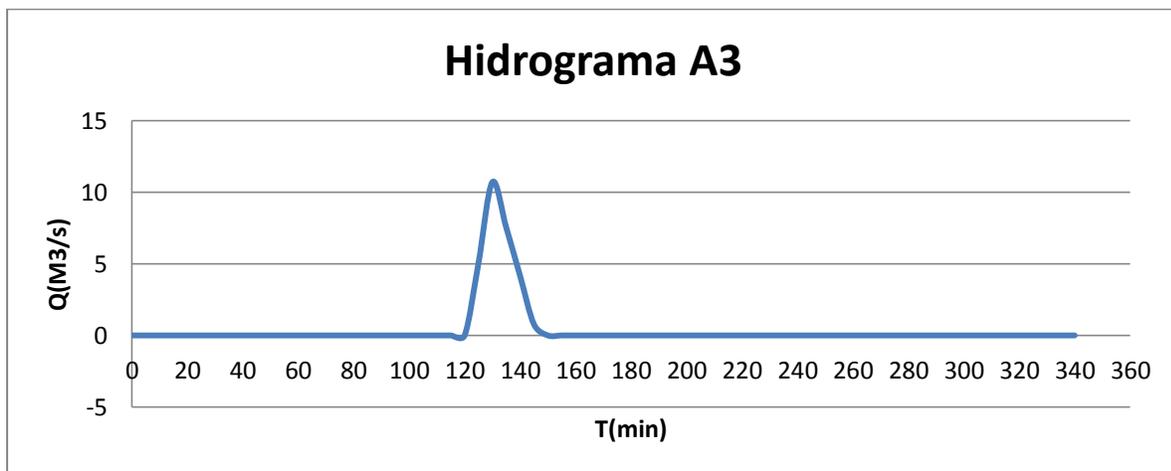
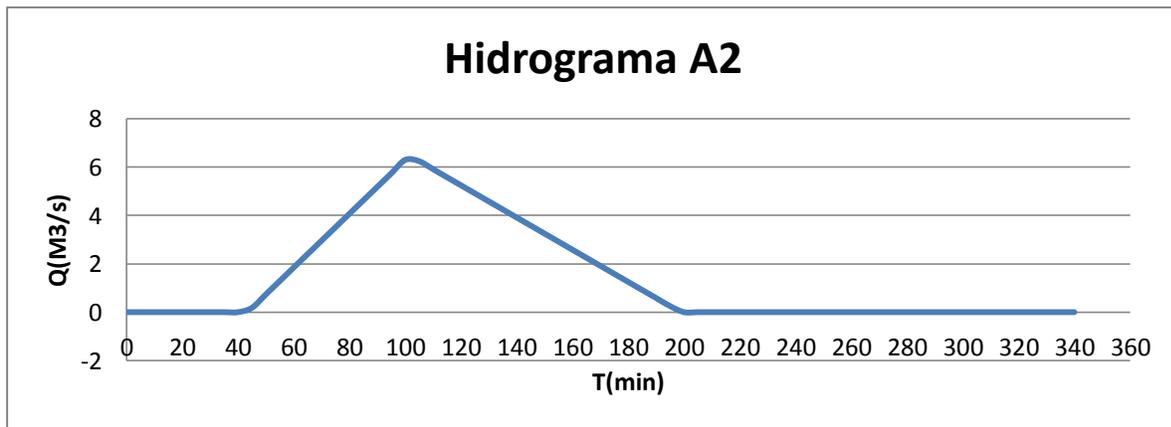
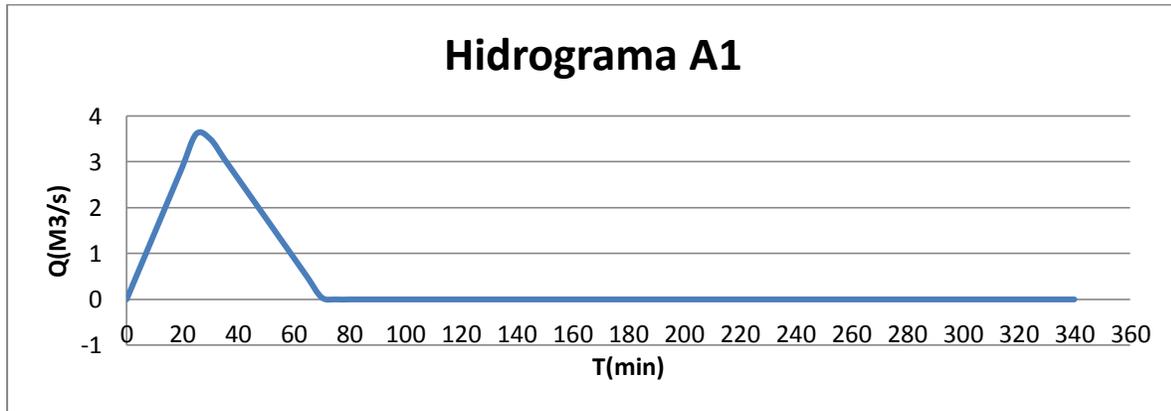


Ilustración 47: Hidrogramas sintéticos subcuencas A1, A2 y A3

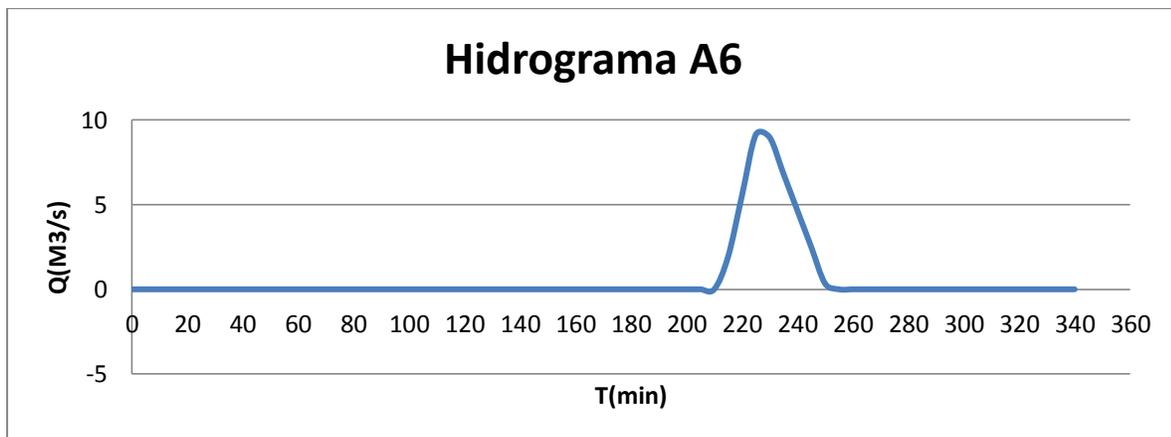
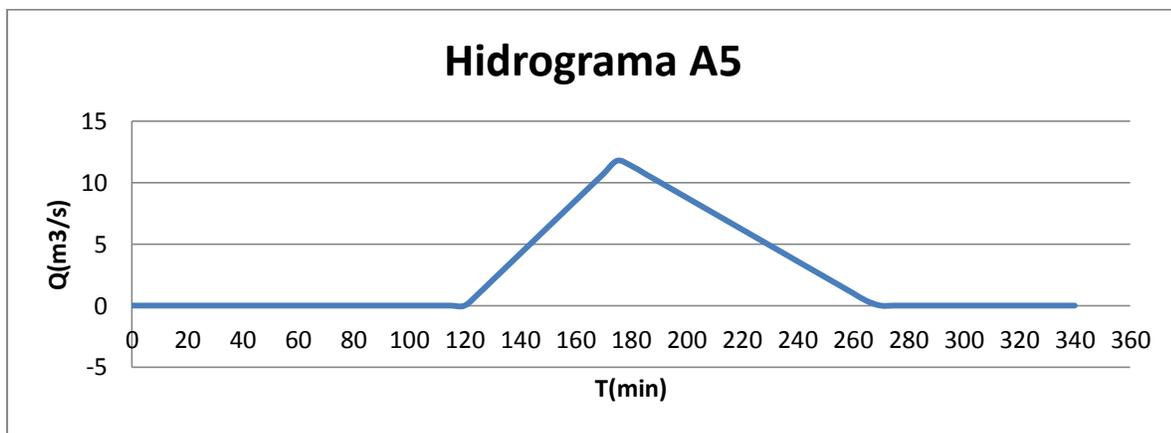
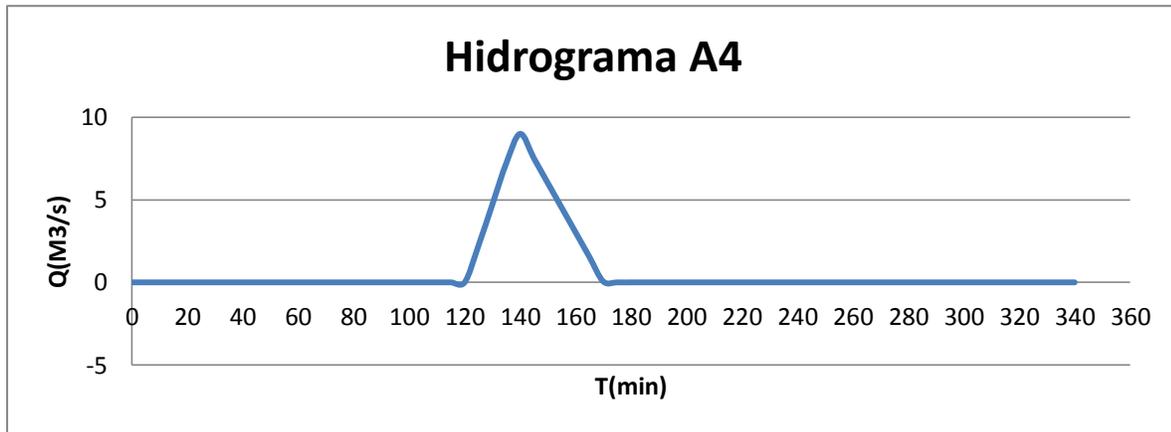


Ilustración 48: Hidrogramas sintéticos subcuencas A4, A5 y A6

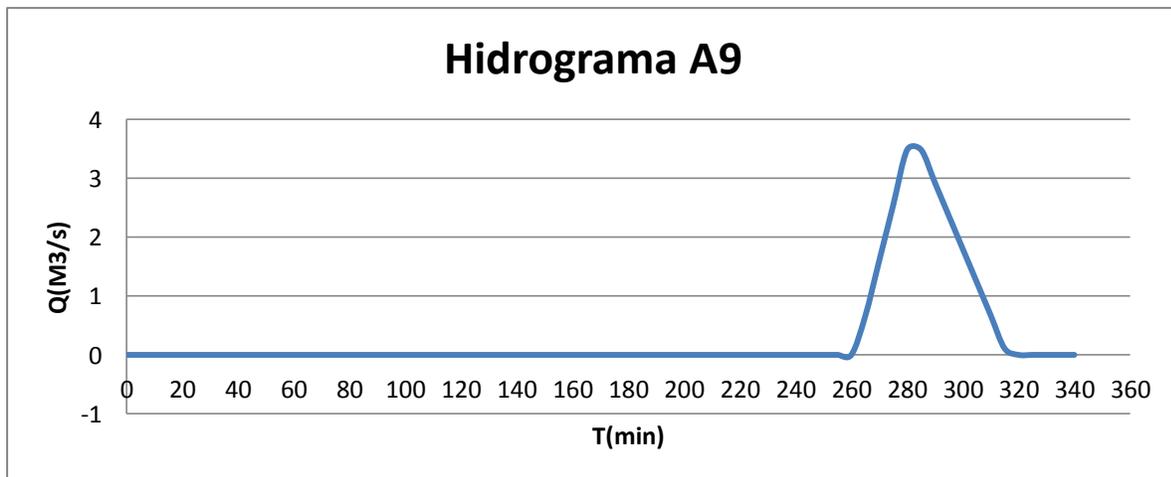
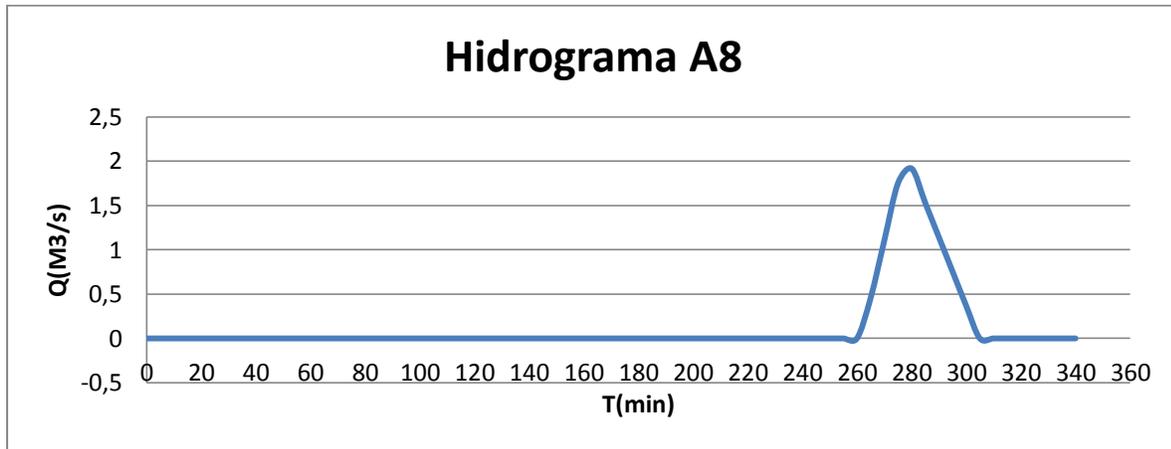
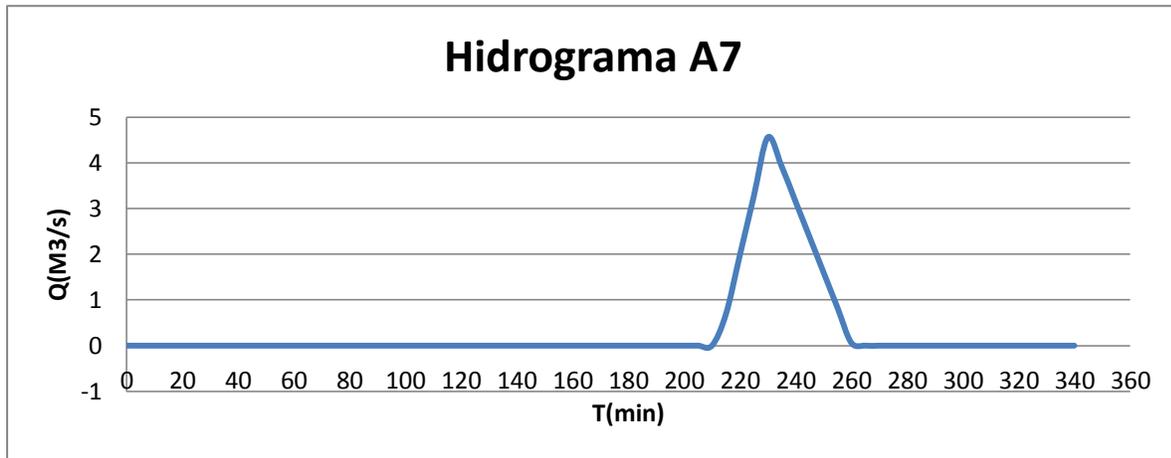


Ilustración 49: Hidrogramas sintéticos subcuencas A7, A8 y A9

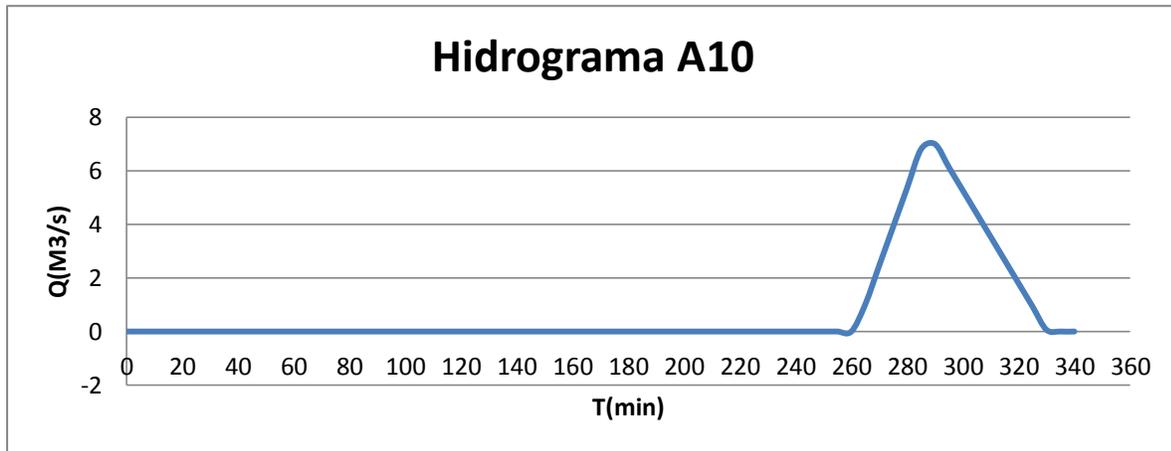


Ilustración 50: Hidrograma sintético subcuenca A10

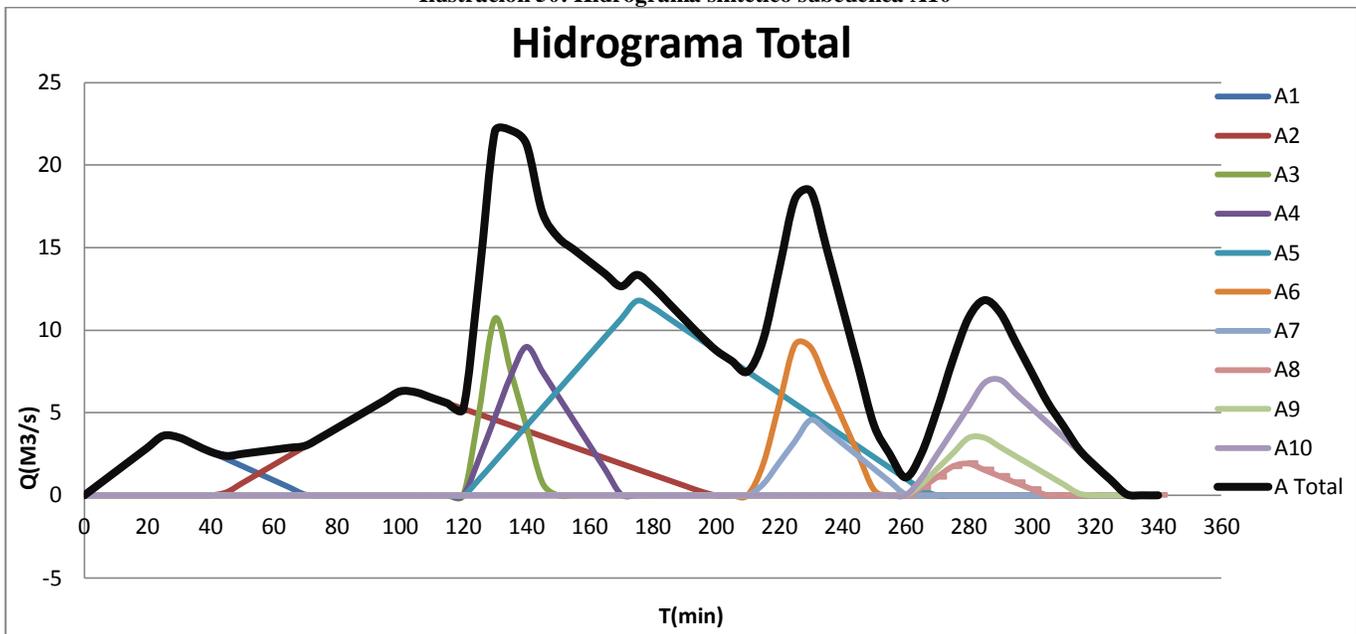


Ilustración 51: Hidrograma sintético total de la cuenca del Arroyo Policarpa

El caudal pico mayor se presentó en la subcuenca A5, que por cierto, es la subcuenca que contiene el barrio Policarpa. En la ilustración 51 se muestra el hidrograma total de la cuenca del arroyo Policarpa, el cual alcanzó un caudal pico de 22,2 m³/s que resultó de la suma de los caudales de cada subcuenca. Este es el aporte hidrológico de la

cuenca del Arroyo Policarpa a la Bahía de Cartagena, sitio de desembocadura del cauce principal.

4.5 Análisis hidráulico

Para el análisis hidráulico del arroyo Policarpa, como primer paso, se tomaron 19 secciones transversales de los canales, suministrados por la empresa HIDROCONSULTORES.

En la ilustración 52 se muestra su ubicación.

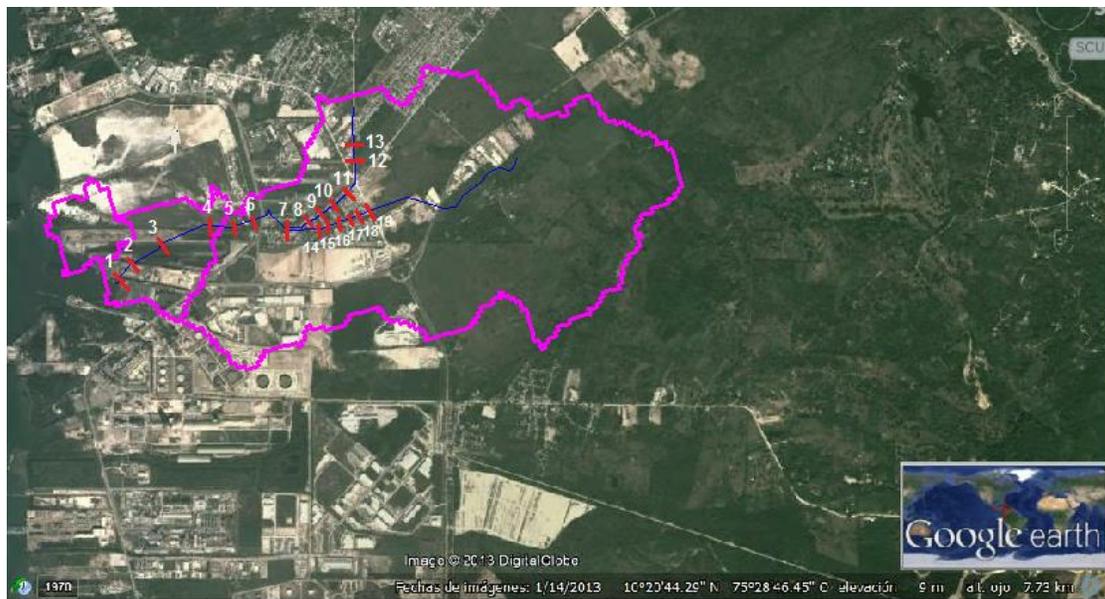
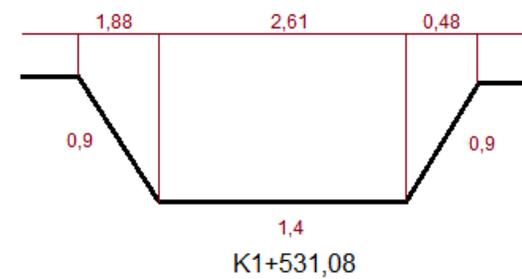
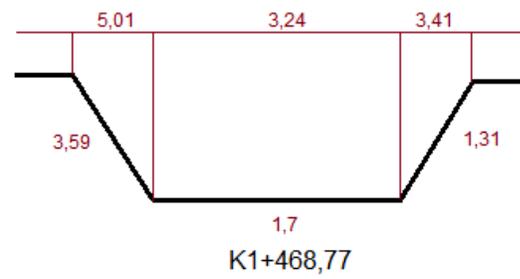
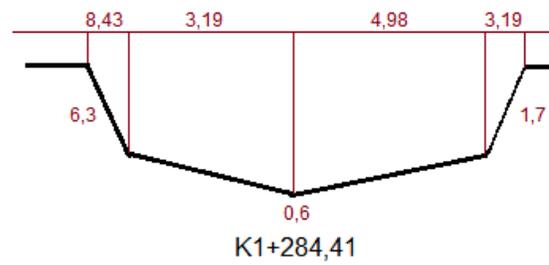
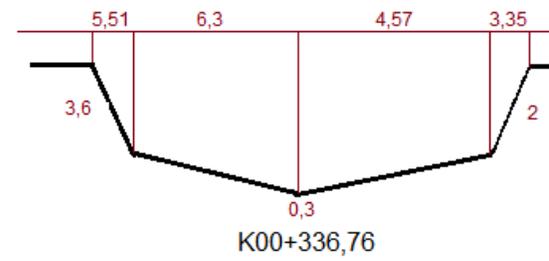
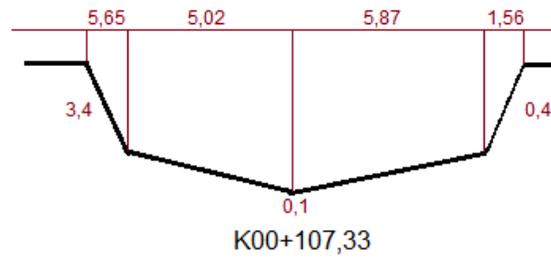
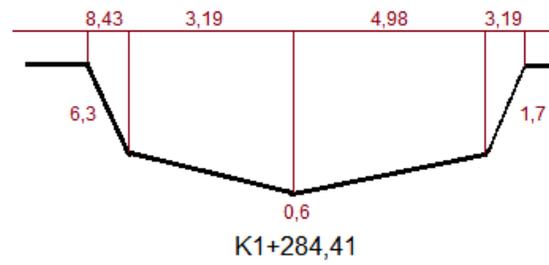
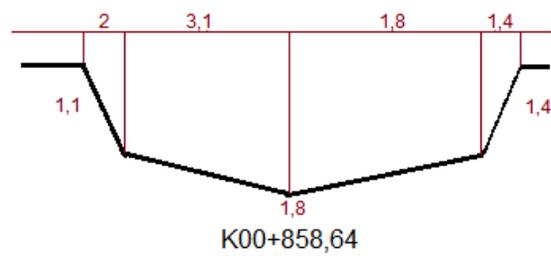
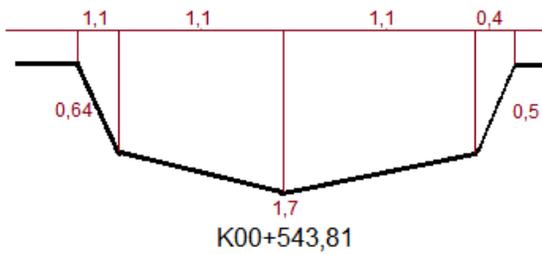
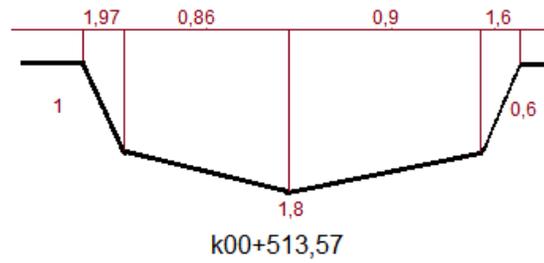
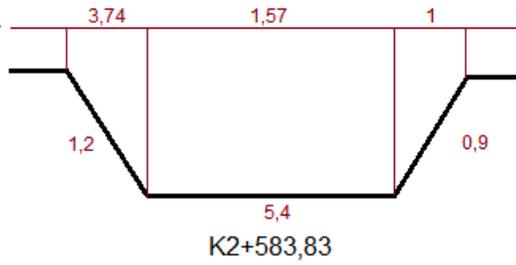
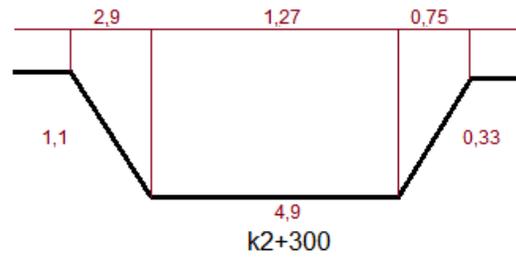
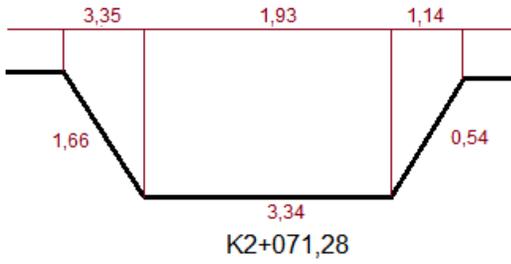
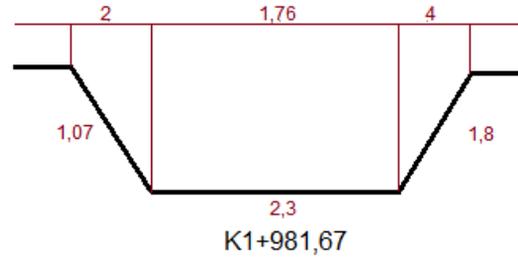
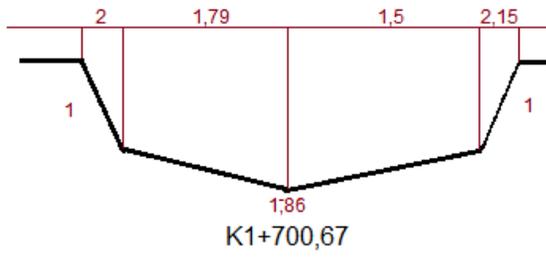


Ilustración 52: Localización de las secciones transversales en el cauce principal y sub-cauce del Arroyo Policarpa

4.5.1 Geometría de las secciones transversal

Para cada sección transversal analizada fueron encontrados los parámetros hidráulicos descritos en la sección 1.2.4.1, de acuerdo con la geometría propia de cada punto. En la ilustración 53 se muestra un esquema de cada sección.





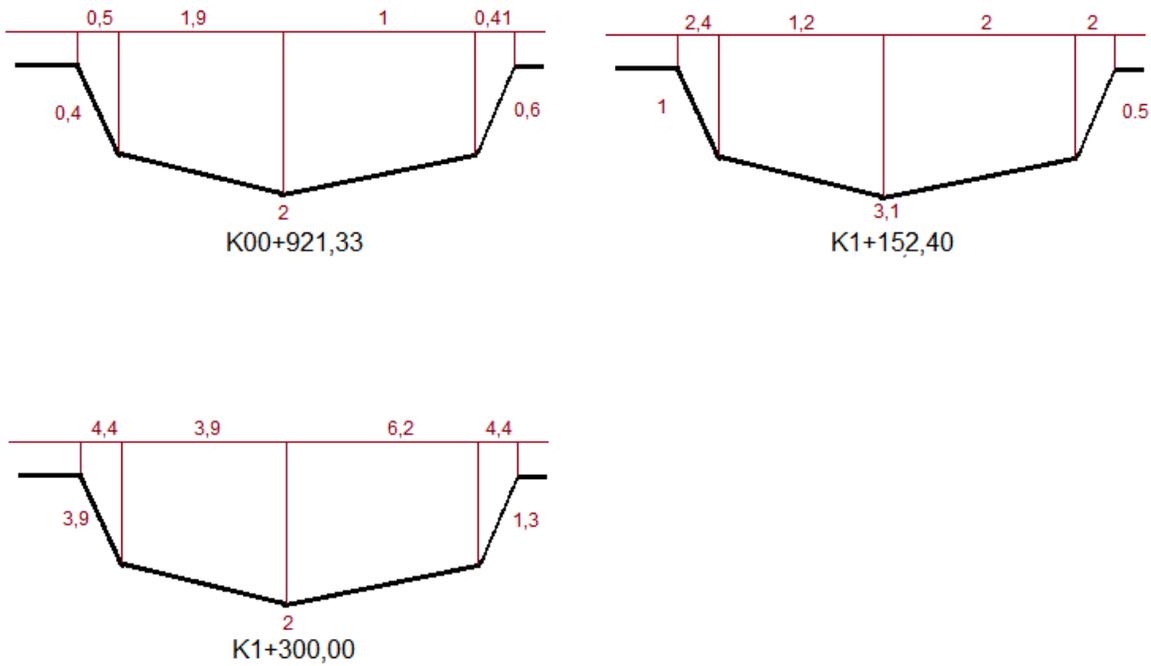


Ilustración 53: Geometría de las secciones transversales. Dimensiones en metros. Fuente: Hidroconsultores.

4.5.2 Capacidad hidráulica

En la siguiente tabla se muestran los caudales obtenidos al aplicar la ecuación de Manning para la evaluación de la capacidad hidráulica en cada sección transversal.

Tabla 25: Capacidad hidráulica de las secciones

	Abscisa	Base inferior	Base superior	Z (izquierda)	Z (derecha)	H	Y	T	n	S	P	A	R	V	Q
	—	m	m	—	—	m	m	m		m/m	m	m ²	—	m/s	m ³ /s
1	K0+000	13,3	21,04	2,42	1,04	3,8	3,6	25,76	0,04	0,00209	27,69	70,30	2,54	2,13	149,54
2	K0+061.27	9,08	17,63	1,8	2,06	2,4	2,2	17,57	0,04	0,00209	18,64	29,32	1,57	1,55	45,31
3	K0+107.33	10,89	18,1	1,66	3,9	2,2	2	22,01	0,04	0,00209	22,71	32,90	1,45	1,46	48,15
4	K0+336.76	10,87	19,79	1,54	1,67	3,7	3,5	22,11	0,04	0,00209	24,11	57,71	2,39	2,05	118,02
5	K0+843.1	9,35	19,01	1,26	1,63	3,5	3,3	18,89	0,04	0,00209	20,95	46,59	2,22	1,95	90,73
6	K1+284.41	8,17	19,79	1,33	1,87	3,7	3,5	19,37	0,04	0,00209	21,38	48,20	2,25	1,97	94,70
7	K1+468.77	3,24	11,66	1,39	2,6	1,32	1,12	7,71	0,04	0,00209	8,24	6,13	0,74	0,94	5,75
8	K1+531.08	2,61	4,97	2,08	0,53	0,9	0,7	4,44	0,04	0,00209	4,91	2,47	0,50	0,72	1,78
9	K1+700.67	3,29	7,44	2	2,15	1,1	0,9	7,03	0,04	0,00209	7,44	4,64	0,62	0,83	3,87
10	K1+981.67	1,76	7,76	1,86	2,22	1,07	0,87	5,31	0,04	0,00209	5,71	3,08	0,54	0,76	2,33
11	K2+071.28	1,93	6,42	2,01	2,47	0,46	0,26	3,09	0,04	0,00209	3,21	0,65	0,20	0,40	0,26
12	K2+300	1,27	4,92	2,63	2,27	0,33	0,13	1,91	0,04	0,00209	1,96	0,21	0,11	0,26	0,05
13	K2+583.83	1,57	6,31	2,96	1,07	0,93	0,73	4,51	0,04	0,00209	4,85	2,22	0,46	0,68	1,51
14	K0+513.57	1,76	5,33	1,97	2,66	0,7	0,5	4,08	0,04	0,00209	4,28	1,46	0,34	0,56	0,81
15	K0+543.81	2,2	4,2	1,71	1,8	0,6	0,4	3,60	0,04	0,00209	3,82	1,16	0,30	0,52	0,60
16	K0+858.64	4,9	8,3	1,81	1	1,8	1,6	9,40	0,04	0,00209	10,42	11,44	1,10	1,22	13,91
17	K0+921.33	2,9	3,81	1,25	0,68	0,9	0,7	4,25	0,04	0,00209	4,85	2,50	0,52	0,74	1,84
18	K1+152.40	3,2	7,6	2,4	4	0,6	0,4	5,76	0,04	0,00209	5,88	1,79	0,30	0,52	0,93
19	K1+300	10,1	18,9	1,51	3,38	2,5	2,3	21,35	0,04	0,00209	22,25	36,16	1,63	1,58	57,13

4.6 Determinación de puntos críticos

A partir del análisis hidrológico e hidráulico aplicado a la cuenca del arroyo Policarpa, se hizo una comparación entre el caudal máximo que es descargado y recorre los canales, y el caudal que efectivamente, es capaz de acarrear el arroyo.

Se obtuvo una descarga en la cuenca del arroyo de 22,2 m³/s para una precipitación máxima en un periodo de retorno de 50 años (sección 3.1.2) y a partir de este resultado se analizaron las secciones, encontrando aquellos puntos en los que se presentan desbordamientos del cauce.

Tabla 26: Caudal calculado en cada sección y secciones críticas del canal (rojo).

Abscisa	Q hidráulico	Q hidrológico
–	m ³ /s	m ³ /s
K0+000	149,54	22,2
K0+061.27	45,31	22,2
K0+107.33	48,15	22,2
K0+336.76	118,02	22,2
K0+843.1	90,73	22,2
K1+284.41	94,70	22,2
K1+468.77	5,75	22,2
K1+531.08	1,78	22,2
K1+700.67	3,87	22,2
K1+981.67	2,33	22,2
K2+071.28	0,26	22,2
K2+300	0,05	22,2
K2+583.83	1,51	22,2
K0+513.57	0,81	22,2
K0+543.81	0,60	22,2
K0+858.64	13,91	22,2
K0+921.33	1,84	22,2
K1+152.40	0,93	22,2
K1+300	57,13	22,2

En la tabla 26 se muestran resaltadas de color rojo la ubicación de aquellas secciones con capacidad hidráulica insuficiente para transportar el caudal hidrológico (al igual que en la ilustración 54) y desembocar en la Bahía de Cartagena. Estas secciones se encuentran ubicadas a lo largo del barrio Policarpa y presentan un alto riesgo de inundaciones en la zona; se puede observar de la tabla 23 que en las abscisas K2+071.28 y K2+300 se presenta la situación más crítica donde, no se puede contener ni el 2% del caudal hidrológico.

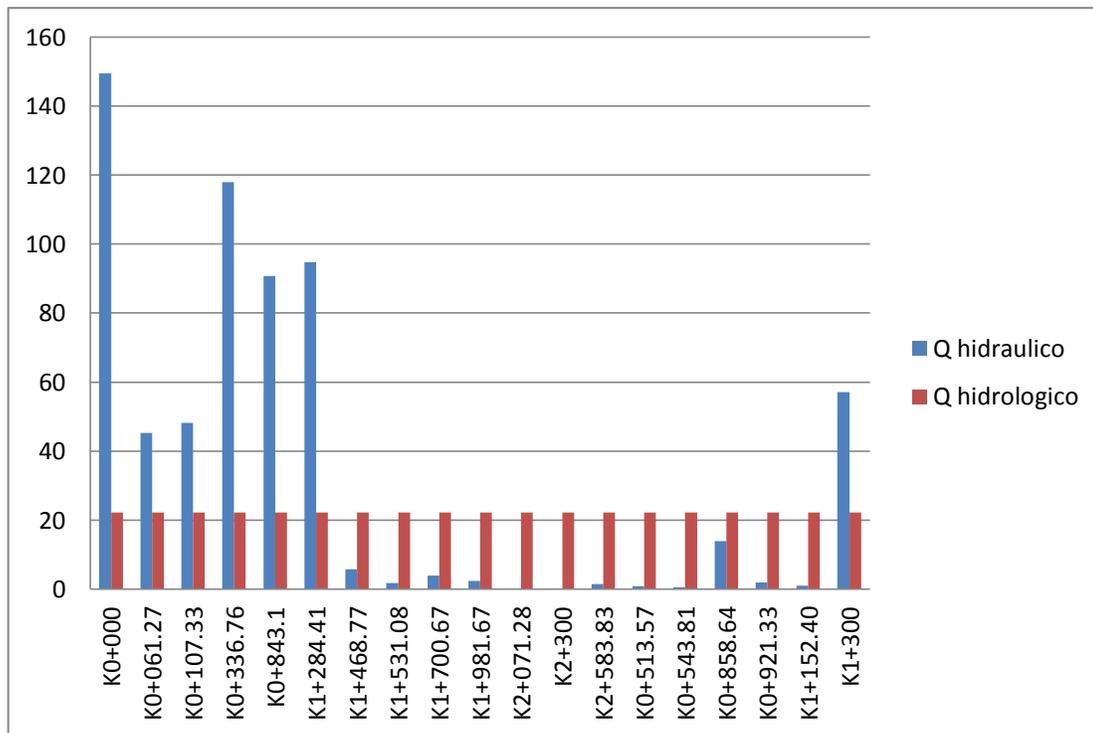


Ilustración 54: Comparación caudal hidrológico- hidráulico

4.7 Creación de escenarios

Los escenarios se plantearon considerando alternativas como el dragado de las secciones transversales y la construcción de embalses.

4.7.1 Alternativa 1

Se plantea una ampliación en las secciones del recorrido del arroyo Policarpa en las cuales no se cumpla con los requisitos mínimos de caudal hidráulico, el cual es 22,2 m³/s. Dado esto, se calculó a través de la ecuación de Manning la siguiente sección:

Tabla 27: Sección hidráulica ideal para T=50 años

Base inferior	Base Superior	Z (izquierda)	Z (derecha)	H	Y	T	n	S	P	A	R	V	Q
m	M	–	–	m	m	m		m/m	m	m ²	–	m/s	m ³ /s
4	15	2,5	2,5	2,2	2	14	0,04	0,002	14,77	18	1,21	1,30	23,47

Utilizando la sección propuesta en la tabla 27, se logra drenar completamente todo el caudal que recorre la cuenca del arroyo sin que exista riesgo de inundación, siempre y cuando se realice dicha ampliación desde las abscisas K1+468.77 hasta K2+583.83 (Policarpa I) y desde las abscisas K0+513.57 hasta K1+152.40 (Policarpa II). La viabilidad de esta alternativa queda sujeta a factores económicos, disponibilidad de terrenos y permisos oficiales.

4.7.2 Alternativa 2

Dada la circunstancia de falta de espacio en el recorrido del cauce Policarpa 1 para la construcción de un embalse, la solución planteada en la alternativa 1 se propone como definitiva. Sin embargo en cuanto al cauce Policarpa 2, cauce que baña al barrio Policarpa, puede tratarse a través de la construcción de un embalse aguas arriba, el cual retendría aproximadamente el 34,6% del caudal de entrada, en conjunto con una ampliación de menor cuantía en algunas de estas secciones. Se propone en esta solución ampliar las secciones más críticas de manera que alcancen una capacidad hidráulica de 7,7 m³/s, puesto que éste último es el caudal de salida del embalse mencionado y que se ubicará en las coordenadas 10° 20' 53.86'' N y 75° 28' 42.58'' O.

Tabla 28: Sección ideal para transportar caudal de 7,7m³/s

Base inferior	Base superior	Z (izquierda)	Z (derecha)	H	Y	T	n	S	P	A	R	V	Q
m	m	—	—	m	m	m		m/m	m	m ²	—	m/s	m ³ /s
4	15	2,5	2,5	1,4	1,2	10	0,04	0,002089	10,46	8,40	0,80	0,99	8,29

A partir de las secciones ideales propuestas en la tabla 27 para Policarpa I y en la tabla 28 para Policarpa II, se construye la siguiente tabla que demuestra la capacidad hidráulica de la totalidad del canal siguiendo las dimensiones establecidas.

Tabla 29: Resumen de capacidad hidráulica del canal con secciones ampliadas

	Abscisa	Base inferior	Base superior	Z(izquierda)	Z(derecha)	H	Q
	—	m	m	—	—	m	m ³ /s
1	K0+000	13,3	21,04	2,42	1,04	3,8	149,54
2	k0+061.27	9,08	17,63	1,8	2,06	2,4	45,31
3	k0+107.33	10,89	18,1	1,66	3,9	2,2	48,15
4	k0+336.76	10,87	19,79	1,54	1,67	3,7	118,02
5	k0+843.1	9,35	19,01	1,26	1,63	3,5	90,73
6	k1+284.41	8,17	19,79	1,33	1,87	3,7	94,70
7	k1+468.77	4	15	2,5	2,5	2,2	23,47
8	k1+531.08	4	15	2,5	2,5	2,2	23,47
9	k1+700.67	4	15	2,5	2,5	2,2	23,47
10	k1+981.67	4	15	2,5	2,5	2,2	23,47
11	k2+071.28	4	15	2,5	2,5	2,2	23,47
12	k2+300	4	15	2,5	2,5	2,2	23,47
13	k2+583.83	4	15	2,5	2,5	2,2	23,47
14	k0+513.57	4	10,5	2,5	2,5	1,4	8,29
15	k0+543.81	4	10,5	2,5	2,5	1,4	8,29
16	k0+858.64	4,9	8,3	1,81	1	1,8	13,91
17	k0+921.33	4	10,5	2,5	2,5	1,3	8,29
18	k1+152.40	4	10,5	2,5	2,5	1,3	8,29
19	k1+300	10,1	18,9	1,51	3,38	2,5	57,13

Se tiene en la tabla 29 que las abscisas resaltadas con color azul, representan las secciones del canal Policarpa I que deben ser ampliadas hasta alcanzar un caudal hidráulico de 22,2 m³/s según las dimensiones propuestas en la tabla 26. Se debe tener en cuenta que el caudal en este cauce no será amortiguado.

Por otro lado, las abscisas resaltadas con color rojo, representan las secciones pertenecientes al canal Policarpa II que deben ser ampliadas luego de realizarse una amortiguación sobre el caudal, llevándolo hasta $7,7 \text{ m}^3/\text{s}$, y cumplir con lo establecido en la tabla 28.

Para la amortiguación del caudal del canal se propone un embalse con las siguientes características y ubicación:

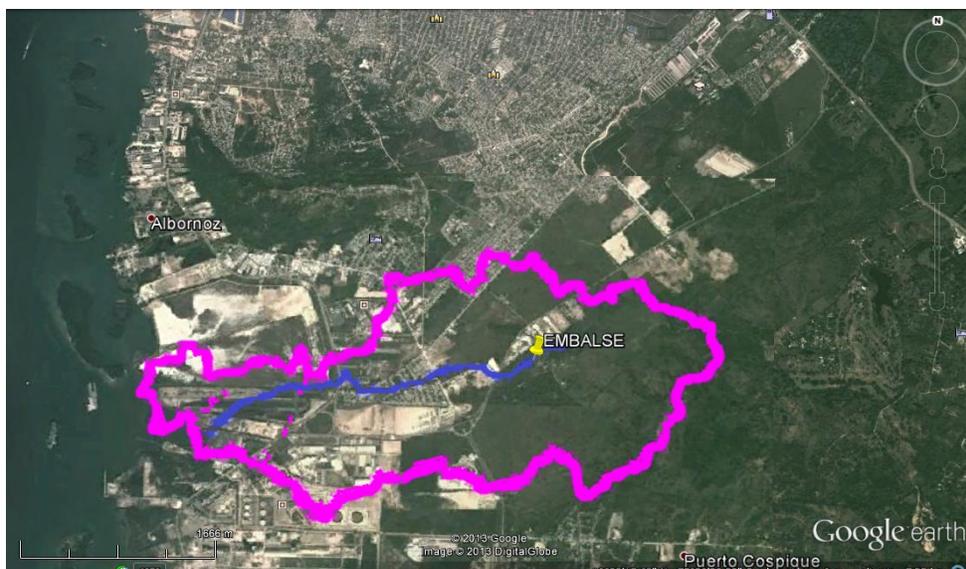


Ilustración 55: Ubicación del embalse

Tabla 30: Valores supuestos para el diseño del embalse

T(años)	50
C	1,42
b(m)	2
A(Ha)	4

La posición geográfica del embalse reduce los caudales de las subcuencas A1, A2, A3, A4 y A5, tal como se muestra a continuación.

Tabla 31: Caudales de entrada y salida para el embalse

t(min)	t(h)	Qe	Qe1	Qe2	Qe3	Qe4	Qe5	h	Δh	Qs
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0031	0,00
5	0,08	0,72	0,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0031	0,0093	0,00
10	0,17	1,44	1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0124	0,0154	0,00
15	0,25	2,16	2,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0277	0,0215	0,01
20	0,33	2,89	2,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0492	0,0275	0,03
25	0,42	3,61	3,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0767	0,0298	0,06
30	0,50	3,50	3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,1065	0,0271	0,10
35	0,58	3,07	3,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,1336	0,0231	0,14
40	0,67	2,63	2,63	0,00	0,00	0,00	0,00	0,1567	0,0199	0,18
45	0,75	2,39	2,20	0,18	0,00	0,00	0,00	0,1765	0,0190	0,21
50	0,83	2,51	1,77	0,74	0,00	0,00	0,00	0,1956	0,0198	0,25
55	0,92	2,63	1,34	1,30	0,00	0,00	0,00	0,2153	0,0205	0,28
60	1,00	2,76	0,91	1,85	0,00	0,00	0,00	0,2358	0,0212	0,33
65	1,08	2,88	0,47	2,41	0,00	0,00	0,00	0,2570	0,0218	0,37
70	1,17	3,00	0,04	2,96	0,00	0,00	0,00	0,2789	0,0241	0,42
75	1,25	3,52	0,00	3,52	0,00	0,00	0,00	0,3030	0,0282	0,47
80	1,33	4,07	0,00	4,07	0,00	0,00	0,00	0,3312	0,0323	0,54
85	1,42	4,63	0,00	4,63	0,00	0,00	0,00	0,3635	0,0363	0,62
90	1,50	5,19	0,00	5,19	0,00	0,00	0,00	0,3998	0,0402	0,72
95	1,58	5,74	0,00	5,74	0,00	0,00	0,00	0,4401	0,0440	0,83
100	1,67	6,30	0,00	6,30	0,00	0,00	0,00	0,4840	0,0450	0,96
105	1,75	6,24	0,00	6,24	0,00	0,00	0,00	0,5290	0,0421	1,09
110	1,83	5,91	0,00	5,91	0,00	0,00	0,00	0,5711	0,0382	1,23
115	1,92	5,57	0,00	5,57	0,00	0,00	0,00	0,6093	0,0343	1,35
120	2,00	5,24	0,00	5,24	0,00	0,00	0,00	0,6435	0,0654	1,47
125	2,08	13,17	0,00	4,91	5,06	2,23	0,97	0,7089	0,1344	1,70
130	2,17	22,05	0,00	4,58	10,71	4,72	2,05	0,8433	0,1676	2,20
135	2,25	22,12	0,00	4,24	7,53	7,21	3,13	1,0110	0,1583	2,89
140	2,33	21,27	0,00	3,91	4,15	8,99	4,21	1,1692	0,1313	3,59
145	2,42	17,15	0,00	3,58	0,77	7,50	5,29	1,3005	0,1022	4,21
150	2,50	15,63	0,00	3,24	0,00	6,01	6,37	1,4028	0,0884	4,72
155	2,58	14,89	0,00	2,91	0,00	4,52	7,45	1,4912	0,0784	5,17
160	2,67	14,15	0,00	2,58	0,00	3,03	8,53	1,5696	0,0686	5,58
165	2,75	13,40	0,00	2,25	0,00	1,54	9,62	1,6382	0,0593	5,95
170	2,83	12,66	0,00	1,91	0,00	0,05	10,70	1,6975	0,0563	6,28
175	2,92	13,36	0,00	1,58	0,00	0,00	11,78	1,7538	0,0535	6,60
180	3,00	12,62	0,00	1,25	0,00	0,00	11,38	1,8073	0,0438	6,90
185	3,08	11,64	0,00	0,91	0,00	0,00	10,73	1,8511	0,0335	7,15

t(min)	t(h)	Qe	Qe1	Qe2	Qe3	Qe4	Qe5	h	Δh	Qs
190	3,17	10,66	0,00	0,58	0,00	0,00	10,08	1,8846	0,0236	7,35
195	3,25	9,68	0,00	0,25	0,00	0,00	9,44	1,9082	0,0146	7,49
200	3,33	8,79	0,00	0,00	0,00	0,00	8,79	1,9229	0,0075	7,57
205	3,42	8,14	0,00	0,00	0,00	0,00	8,14	1,9303	0,0017	7,62
210	3,50	7,49	0,00	0,00	0,00	0,00	7,49	1,9320	-0,0038	7,63
215	3,58	6,85	0,00	0,00	0,00	0,00	6,85	1,9282	-0,0090	7,60
220	3,67	6,20	0,00	0,00	0,00	0,00	6,20	1,9191	-0,0140	7,55
225	3,75	5,55	0,00	0,00	0,00	0,00	5,55	1,9051	-0,0187	7,47
230	3,83	4,91	0,00	0,00	0,00	0,00	4,91	1,8864	-0,0232	7,36
235	3,92	4,26	0,00	0,00	0,00	0,00	4,26	1,8632	-0,0275	7,22
240	4,00	3,61	0,00	0,00	0,00	0,00	3,61	1,8357	-0,0316	7,06
245	4,08	2,96	0,00	0,00	0,00	0,00	2,96	1,8041	-0,0355	6,88
250	4,17	2,32	0,00	0,00	0,00	0,00	2,32	1,7686	-0,0392	6,68
255	4,25	1,67	0,00	0,00	0,00	0,00	1,67	1,7294	-0,0428	6,46
260	4,33	1,02	0,00	0,00	0,00	0,00	1,02	1,6866	-0,0462	6,22
265	4,42	0,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	1,6404	-0,0484	5,97
270	4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,5920	-0,0478	5,70
275	4,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,5442	-0,0457	5,45
280	4,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,4985	-0,0437	5,21
285	4,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,4548	-0,0418	4,98
290	4,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,4130	-0,0400	4,77
295	4,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,3730	-0,0383	4,57
300	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,3347	-0,0368	4,38
305	5,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,2979	-0,0353	4,20
310	5,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,2626	-0,0338	4,03
315	5,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,2288	-0,0325	3,87
320	5,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,1963	-0,0312	3,72
325	5,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,1651	-0,0300	3,57
330	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,1350	-0,0289	3,43
335	5,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,1062	-0,0278	3,30
340	5,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,0784	0,0663	3,18

De la tabla 31 se obtiene un caudal máximo de entrada igual al aporte de caudal hecho por las subcuencas mencionadas anteriormente, el caudal de salida está determinado por la ecuación 31 y el cambio de altura de la lámina de agua (Δh) está dado por la ecuación 30.



Los resultados obtenidos en la tabla anterior son representados mediante hidrogramas tanto para el caudal de entrada como para el de salida, además, en la tabla 32 se muestra el porcentaje de regulación.

Tabla 32: Porcentaje de regulación del embalse

Qe Max (m ³ /s)	22,12
Qs Max (m ³ /s)	7,63
% Regulacion	63,4

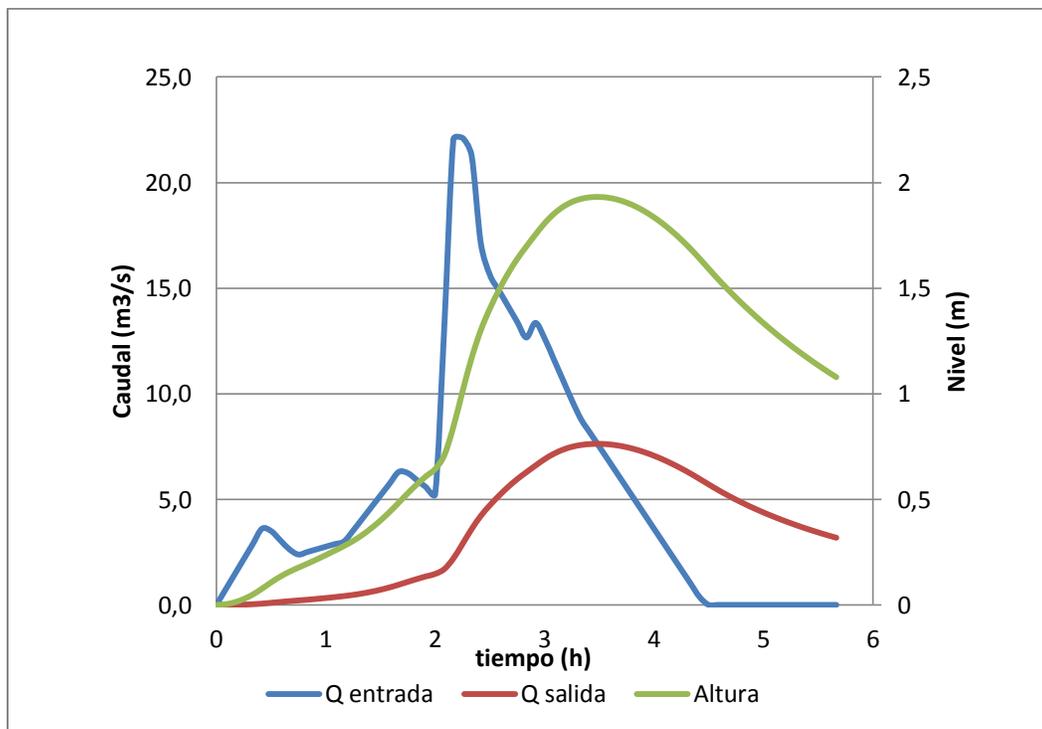


Ilustración 56: Hidrograma de caudal de entrada y salida del embalse

A partir del resultado obtenido en el hidrograma se puede observar que la estructura del embalse, recibe un caudal máximo de 22,05 m³/s en un tiempo igual a 2,16 h; por otra parte, el caudal máximo de salida después de la amortiguación es igual a 7,62 m³/s al haber transcurrido 3,5 h.

Luego de obtener los caudales de entrada y salida, se prosiguió con el cálculo de la capacidad de almacenamiento del embalse, cuyos resultados se muestran a continuación.

Tabla 33: Cálculo de la capacidad de almacenamiento del embalse.

Elevación	Área	Δh	ΔV	V
msnm	m ²	m	m ³	m ³
3	0			0
4	7598,8	1	2532,93	2532,93
5	15552,82	1	11340,94	13873,87
6	24126,55	1	19683,46	33557,33
7	35263,66	1	29519,51	63076,84

Dados estos resultados, se graficaron las curvas características del embalse en las siguientes ilustraciones.

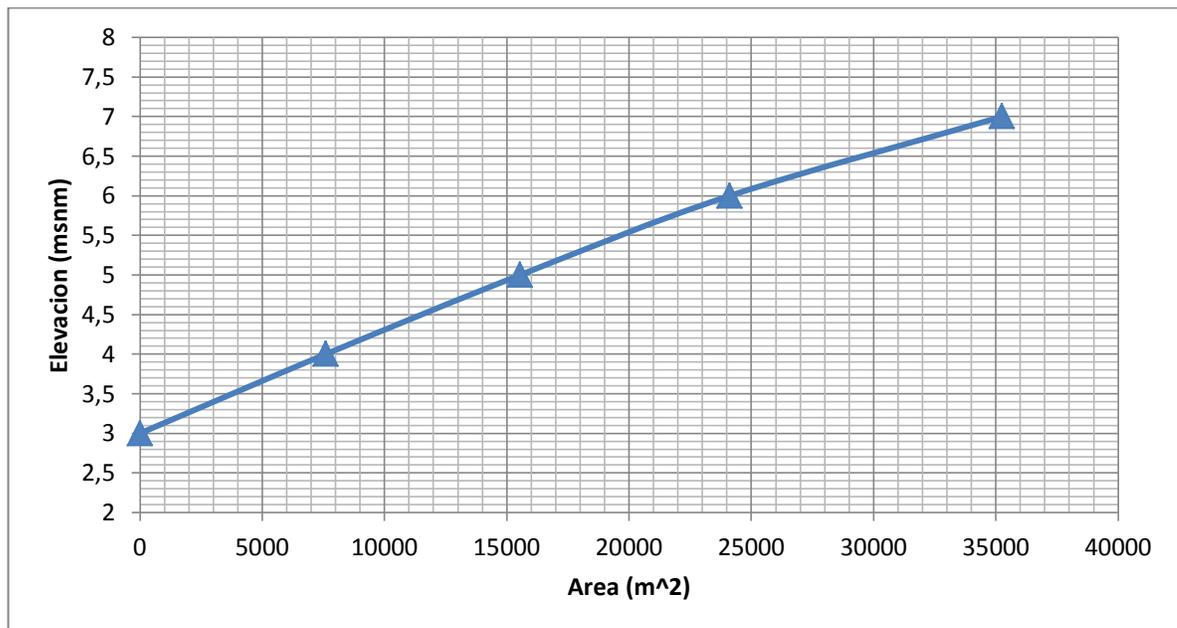


Ilustración 57: Curva característica área-elevación para el embalse propuesto

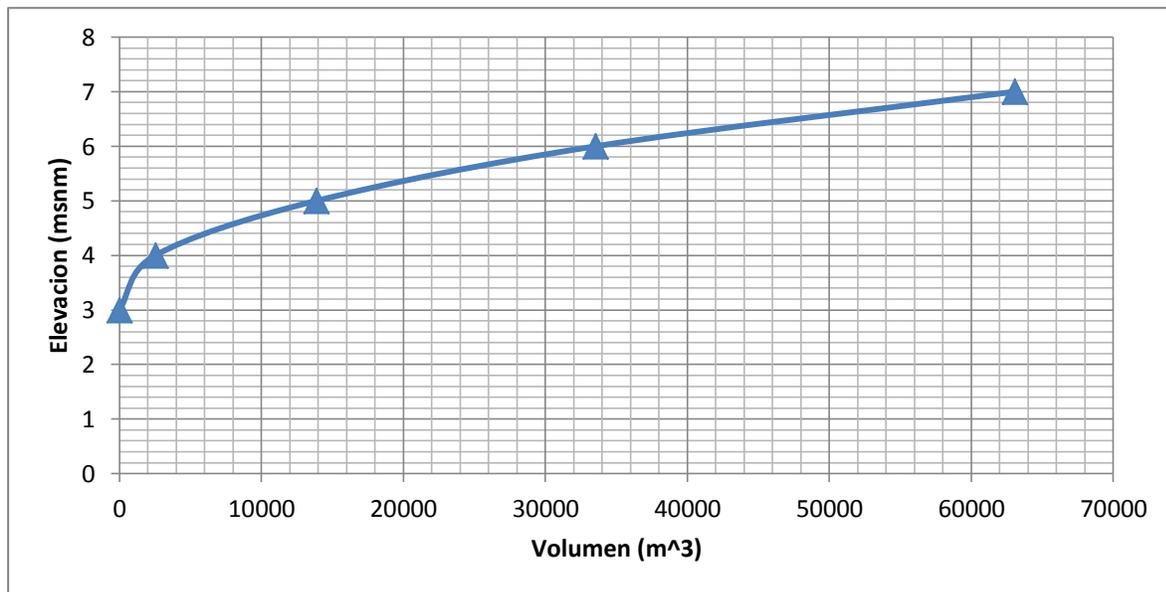


Ilustración 58: Curva característica volumen-elevación para el embalse propuesto

Después de haber realizado el análisis del diseño del embalse, las características del mismo se resumen en la tabla siguiente.

Tabla 34: Características del embalse

Volumen útil recomendado	52564,03
Volumen muerto (20%)	10512,81
Volumen total recomendado	63076,84
Altura del agua (m)	1,95
talud	1:2
altura total (m)	2,5

Para una mejor visualización de los resultados anteriormente mostrados, la ilustración 59 resume con precisión el embalse propuesto, teniendo en cuenta las limitaciones de espacio de la zona y respetando los cálculos correspondientes.

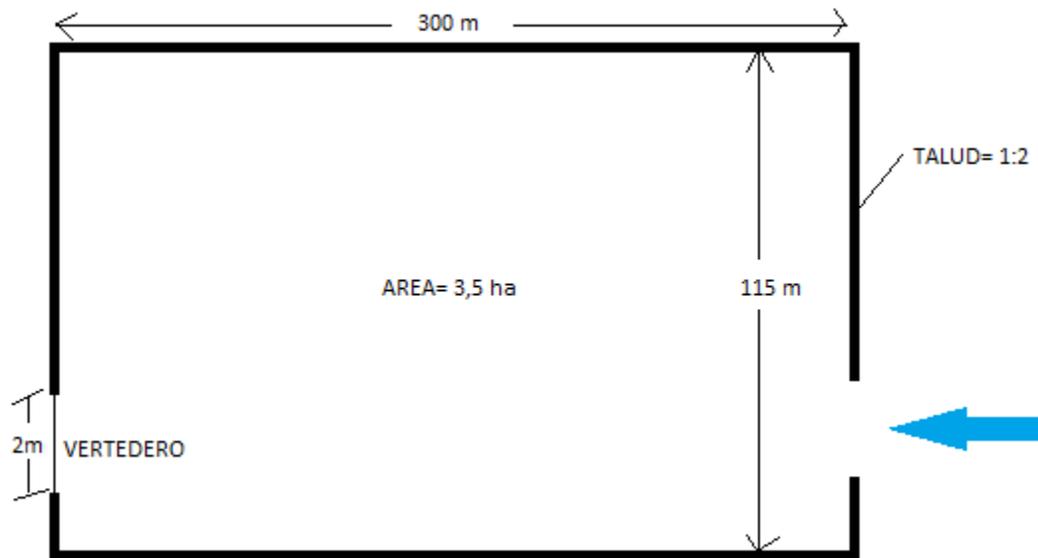


Ilustración 59: Esquema del embalse. Vista en planta

4.8 Alternativa más adecuada

Al evaluar la factibilidad de las dos alternativas planteadas anteriormente, se encuentra viable como primera solución al problema de inundación y/o desbordamientos del arroyo Policarpa, la construcción de un embalse de amortiguación de caudal para el tramo Policarpa II y la ampliación de las secciones del canal que se encuentran ubicadas entre las abscisas $k0+513,57$ y $k1+152,40$ incluidas dentro del barrio Policarpa hasta obtener la sección ideal propuesta consistente en una sección trapezoidal con ancho en el fondo de 4 metros y taludes 2.5:1 (tabla 27 y 28) para secciones insuficientes (alternativa 2).

Esta alternativa es tomada como la más certera por seguir lo que actualmente se está implementando a nivel mundial en cuando al control de inundaciones de cauces naturales, además, de prever que en un futuro cercano (debido a las continuas condiciones de expansión industrial y urbanística a la que se encuentra expuesta la zona) cambien factores determinantes como el coeficiente de escorrentía, y se haga necesario, nuevamente alguna ampliación del canal.



5. CONCLUSIONES

La cuenca del arroyo Policarpa cuenta con un área de 590 ha, una pendiente del 2% y con una longitud del cauce principal del arroyo Policarpa de 3,5 km. Siguiendo la metodología propuesta para esta investigación, se determinaron los parámetros morfométricos necesarios para conocer, detallar y predecir el comportamiento de la cuenca del arroyo Policarpa, la que se dividió en diez (10) subcuencas para aplicar el método Racional.

Se realizó una comparación entre los caudales determinados con el estudio hidrológico y con el estudio hidráulico en la zona. El análisis hidrológico arrojó que el aporte del arroyo Policarpa a la Bahía de Cartagena tiene un valor de descarga máximo de 22,2 m³/s.

Por su parte, para el estudio hidráulico, se analizaron (19) secciones transversales a lo largo del cauce, obteniéndose resultados importantes, puesto que algunas secciones no contaban con la capacidad hidráulica adecuada para transportar el caudal hidrológico en el canal; dichas secciones contaban con alturas entre 30 y 40 centímetros y solo tienen capacidad para transportar el 2% del caudal para el período de 50 años. Estas secciones representaron puntos cruciales en el estudio. Todas estas secciones críticas se encontraban localizadas en el barrio Policarpa, favoreciendo las inundaciones en este barrio.

Al realizar el análisis de las condiciones presentadas en el arroyo Policarpa en diferentes épocas, mediante imágenes de Google Earth® de los años 2005 a 2013, se nota el aumento considerable de la urbanización tanto por viviendas como por la industria, por lo que se infiere que, la causa de las inundaciones y desbordamientos, es la limitada geometría de la sección en algunos tramos del canal, por efectos de la sedimentación e invasión, así como el avance de la urbanización e industrialización en la zona sin un debido control por parte de las autoridades para



evitar la tala y disminución de la vegetación, produciendo mayores efectos sobre la escorrentía, lo que sumado a mayores precipitaciones incrementa los volúmenes de la inundación.

Se analizaron dos alternativas para el control o mitigación de inundaciones producidas por el arroyo Policarpa, una ampliando las secciones mediante dragado de una nueva sección y otra mediante la implementación de un embalse que amortiguaría el caudal de entrada en un 34,6%, lo que resulta en un caudal de salida de aproximadamente $7,7\text{m}^3/\text{s}$, acompañado de la ampliación mediante dragados de las secciones en el cauce del canal Policarpa II, encontrando que la mejor alternativa es la construcción de un embalse de 3,5 ha de área en la parte alta de la cuenca del canal Policarpa II sumado a la ampliación de las secciones críticas de este cauce con capacidad insuficiente para drenar el caudal hidrológico, teniendo la limitante del espacio disponible para dichas ampliaciones.

Las secciones transversales típicas propuestas para el cauce del canal Policarpa I son: base inferior de 4m, taludes de 2,5:1 y tirante de 2m, y para el cauce del canal Policarpa II son: base inferior de 4m, taludes de 2,5:1 y tirante de 1,2m. En ambos casos se tuvo en cuenta un borde libre de 20 cm.



6. RECOMENDACIONES

Se recomienda ampliar la colección de registros disponibles de precipitaciones medias de cada una de las estaciones meteorológicas, con el fin de considerar los eventos de los años 2010, 2011 y 2012.

Se aconseja hacer una revisión del diseño del embalse puesto que para esta investigación, se hizo de forma conceptual, pues no se contó con datos topográficos suficientes para elaborar las curvas topográficas del embalse ni con literatura específica suficiente para realizar un diseño mas preciso.

Se hace necesario incluir las variables económica y social en el análisis de aplicación de las dos alternativas a implementar, con el fin de tomar una decisión más acertada, lo que podría hacerse con otro trabajo de grado.

Con el fin de aliviar un poco la situación de inundaciones en la zona, se recomienda hacer ampliaciones inmediatas en los puntos más críticos donde las secciones son evidentemente ineficientes, como es el caso de las secciones 11, 12, 14,15 17 y 18 mostradas en la ilustración 52 de este documento, además de hacer una revisión a los puntos de cruce de la vía y el arroyo, para así chequear el comportamiento de los box coulvert y su influencia sobre el flujo del arroyo.

También es importante se adelanten programas de reforestación y mantenimiento de la cobertura vegetal especialmente en la parte alta de las subcuencas.

Se recomienda revisar el efecto producido por el hecho que el nivel de la Bahía de Cartagena se encuentra por encima del nivel del arroyo Policarpa.



BIBLIOGRAFÍA

- Alcaldía de Cartagena. (2007). *Plan Maestro de Drenajes Pluviales*. Cartagena.
- Alcaldía de Cartagena. (2009). *Plan de manejo por la exposición a riesgos naturales y tecnológicos (Asentamientos de Policarpa, Arroz barato y Puerta de hierro)*. Cartagena.
- Aparicio, F. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*.
- Arrieta, A. (2012). *Hidrología Práctica Para Ingenieros*. Cartagena.
- Arrieta, U. E., & Morales, J. E. (2012). *Diseño conceptual de un embalse de retención (humedal artificial) como alternativa de mitigación a las inundaciones en el municipio de Turbaco*.
- Beltrán, A., & Manchego, M. (2012). *Evaluación del uso del suelo contemplado en los planes de ordenamiento territorial y su incidencia en los planes de manejo ambiental de humedales. Caso de estudio: Ciénaga de Buenavista, ciénaga cerro de San Antonio, Caño Schiller y ciénaga de Zapayán e*.
- Bhuvanewari, K., Geethalakshmi, V., Lakshmanan, A., Srinivasan, R., & Udaya, N. (2013). *Impact of El Niño/Southern Oscillation on Hydrology and Rice Productivity in Cauvery basin, India: Application of Soil and Water Assessment Tool*. Tamil Nadu.
- Bolivar, M., & Ghang, G. (1997). *Establecimiento de las relaciones entre las precipitaciones de 24 horas y las precipitaciones de diferente durecion Pt para la estacion del aeropuerto Rafael Nuñez*. Cartagena.
- Carciente, J. (1980). *Carreteras- estudio y proyecto*. Vega.
- Delgadillo, & Paez. (2008).



- Díaz Herazo, E., & Belén García, D. (1996). *Bases para el ordenamiento y manejo de la cuenca hidrográfica que atravies la vía a Mamonal*. Cartagena.
- Duan, Z., & Bastiaanssen, M. (2013). *Estimating water volume variations in lakes and reservoirs from four operational satellite altimetry databases and satellite imagery data*. Houston.
- Fundación Mamonal. (2008). *Diagnostico socioeconómico del barrio Policarpa Salavarieta de la ciudad de Cartagena de Indias, D. T y C*. Cartagena de Indias.
- HIDROCONSULTORES LTDA. (2011). *Revisión técnica de la hidrología e hidráulica del Arroyo Grande de la refinería de Cartagena*. Cartagena.
- Ibañez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. (2005). *Métodos para la determinacion del tiempo de concentración de una cuenca hidrográfica*. Valencia.
- IDEAM. (1998). *Seguimiento y análisis de variables hidrológicas para la mitigación de las inundaciones*.
- IDEAM. (2008). *Guía Técnico Científica para la elaboración de Planes de Ordenación y Manejo de Cuencas Hidrográficas de Colombia*.
- IDEAM. (2012). *Posibles efectos naturales y socioeconómicos del fenómeno "El Niño" en el período 2012-2013 en Colombia*. Bogotá.
- Jian Chen, A., & Hill, L. (s.f.). *Un modelo basado en sistemas de información geográfica (GIS) para inundaciones urbanas*. 2009: Elsevier B.V.



- Martinez, J., & Olivo, C. (2012). *Analisis hidrologico e hidraulico de la cuenca hidrografica del arroyo "Casimiro" para mitigar o prevenir las inundaciones que se presentan en su entorno*. Cartagena.
- Meisel Roca, A., & Aguilera Díaz, M. (2004). La economía de Cartagena y los beneficios de la apertura.
- Olivieri, E., & Santoro, M. (2000). *Estimation of urban structural flood damages: the case study of Palermo*.
- Ruiz, J. (2001). *La morfometria de cuencas como aplicacion*. Barinas, Venezuela: UNELLEZ.
- SAGARPA. (2006). *Hidrología aplicada a las pequeñas obras hidráulicas*. México D.F.
- Schubert, J., & Sanders, B. (2012). *Building treatments for urban flood inundation models and implications for predictive skill and modeling efficiency*.
- Service Soil Conservation. (1972). National Engineering Handbook.
- University of Western Australia. (2008). *Analytical derivation of reservoir routing and hydrological risk evaluation of detention basins*. Australia.
- Ven Te Chow. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Bogotá: McGraw Hill Interamericana, S.A.
- Ven Te Chow. (1994). *Hidrologia aplicada*. McGraw Hill.
- Villamizar, C. (1989). *Diseño de Presas de Tierra para Pequeños Almacenamientos*.
- Visión Mundial Canadá. (2004). *Manual de Manejo de Cuencas*. El Salvador.

ANEXOS



Ilustración 60: Arroyo Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Los autores. 2013.



Ilustración 61: Arroyo Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Los autores. 2013.



Ilustración 62: Entrada al barrio Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Los autores. 2013.



Ilustración 63: Arroyo Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Los autores. 2013.



Ilustración 64: Arroyo Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Cardique. 2013.



Ilustración 65: Arroyo Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Plan de Manejo Mamonal. 2011.



Ilustración 66: Arroyo Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Plan de Manejo Mamonal. 2011.



Ilustración 67: Arroyo Policarpa, Cartagena de Indias. Fuente: Plan de Manejo Mamonal. 2011.