



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**TÍTULO:
CONTROL DE CRECIENTES DEL RIO CHACO**

**AUTORA:
FRANCO SILVA, KARIN LYNNETHE**

**TRABAJO DE GRADO
PREVIO A LA OBTENCION DEL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:
CABRERA SANTOS, MIGUEL OCTAVIO**

**Guayaquil, Ecuador
2015**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **Franco Silva, Karin Lynnethe**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniera Civil**.

TUTOR

ING. MIGUEL OCTAVIO CABRERA SANTOS

DIRECTOR DE LA CARRERA

ING. STEFANY ESTHER ALCIVAR BASTIDAS

Guayaquil, a los 18 días del mes de marzo del año 2015



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Karin Lynnethe Franco Silva**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **Control de crecientes del Rio Chaco**, previo a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 18 días del mes de marzo del año 2015

LA AUTORA

KARIN LYNNETHE FRANCO SILVA



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, **Karin Lynnethe Franco Silva**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Control de crecientes del Rio Chaco**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 18 días del mes de marzo del año 2015

LA AUTORA:

KARIN LYNNETHE FRANCO SILVA

AGRADECIMIENTO

Agradezco a todas las personas que contribuyeron a la realización de este trabajo, en especial al Ing. Miguel Cabrera y al Ing. Pedro Castro.

KARIN LYNNETHE FRANCO SILVA

DEDICATORIA

A Dios y a mis padres, Lina y Oswaldo Franco.

KARIN LYNNETHE FRANCO SILVA



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

CALIFICACIÓN

**ING. MIGUEL CABRERA SANTOS
PROFESOR TUTOR**

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCION	1
1.1. PRESENTACION DEL TEMA.....	1
1.2. JUSTIFICACION DEL TEMA.....	1
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	3
2. MARCO TEORICO	4
2.1. CICLO HIDROLÓGICO	4
2.2. MODELOS LLUVIA ESCURRIMIENTO.....	5
2.3. MEDIDAS PARA EL CONTROL DE CRECIENTES.....	7
2.3.1. MEDIDAS ESTRUCTURALES	7
2.3.1.1. MEDIDAS ESTRUCTURALES DE CONTENCION INICIAL	8
2.3.1.2. MEDIDAS ESTRUCTURALES DE CONTENCION AGUAS ABAJO.....	11
2.3.2. MEDIDAS NO ESTRUCTURALES	12
3. METODOLOGIA PARA LA GENERACION DE CAUDALES EN LA CUENCA	13
3.1. HIDROGRAMA UNITARIO DEL NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (NRCS)	14
3.1.1. CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA	14
3.1.2. HIETOGRAMA	18
3.1.3. HIDROGRAMA.....	19
3.2. TRÁNSITO DE AVENIDA	24
4. RESULTADOS	27
4.1. SITUACION ACTUAL.....	28
4.2. SITUACION FUTURA (POST DESARROLLO)	30

4.3. COMPARACION	33
5. PROBLEMAS	34
6. SOLUCIONES.....	37
6.1. SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE CONTENCIÓN AGUAS ABAJO (A)	38
6.1.1. SUBALTERNATIVA A1	38
6.1.2. SUBALTERNATIVA A2.....	45
6.1.3. SUBALTERNATIVA A3.....	52
6.1.4. SUBALTERNATIVA A4	57
6.2. SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE CONTENCIÓN INICIAL (B).....	63
6.3. COMBINACION DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE CONTENCIÓN Y INICIAL MAS CONTENCIÓN AGUAS ABAJO (C).....	65
6.3.1. SUBALTERNATIVA C1	65
6.3.2. SUBALTERNATIVA C2.....	66
7. COMPARACION	67
8. CONCLUSIONES	69
9. RECOMENDACIONES	69
BIBLIOGRAFÍA.....	71
ANEXOS	73

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Características morfológicas de la cuenca del Rio Chaco

Tabla 2: Datos para el tránsito a través de los cauces

Tabla 3: CN estimados para cada subcuenca

Tabla 4: Tiempos de concentración y de retardo para cada subcuenca en los escenarios propuestos

Tabla 5: Cuadro comparativo de caudales para los diferentes escenarios

Tabla 6: Áreas y volúmenes del embalse de la alternativa 1.

Tabla 7: Cálculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A1)

Tabla 8: Datos del embalse

Tabla 9: Áreas y volúmenes del embalse de la alternativa 2

Tabla 10: Cálculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A2)

Tabla 11: Datos del embalse

Tabla 12: Cálculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A3)

Tabla 13: Datos del embalse

Tabla 14: Cálculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A4)

Tabla 15: Datos del embalse

Tabla 16: Cuadro comparativo de las diferentes alternativas planteadas

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Esquema del ciclo hidrológico

Gráfico 2: Representación del comportamiento hidrológico de una cuenca.

Gráfico 3: Superficie de infiltración

Gráfico 4: Zanjas de infiltración abiertas

Gráfico 5: Sección transversal e imagen de cuenca de percolación

Gráfico 6: Sección transversal típica de los techos verdes

Gráfico 7: Ubicación de las medidas estructurales

Gráfico 8: Estructura del sistema de drenaje de la cuenca del Rio Chaco

Gráfico 9: Hidrograma triangular del NRCS

Gráfico 10: Gráfico para obtener el hidrograma unitario suavizado

Gráfico 11: Hidrograma de la situación actual de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 25 años

Gráfico 12: Hidrograma de la situación actual de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 50 años

Gráfico 13: Hidrograma de la situación actual de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 100 años

Gráfico 14: Hidrograma de la situación futura de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 25 años

Gráfico 15: Hidrograma de la situación futura de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 50 años

Gráfico 16: Hidrograma de la situación futura de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 100 años

Gráfico 17: Influencia de la urbanización en la cuenca urbana

Gráfico 18: Influencia de la urbanización en la cuenca del río Chaco para un periodo de retorno de 25 años

Gráfico 19: Influencia de las medidas para regular caudales en los hidrogramas.

Gráfico 20: Hidrograma hasta el embalse - Subalternativa A1

Gráfico 21: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - Subalternativa A1

Gráfico 22: Estructura del sistema de drenaje incluyendo el embalse

Gráfico 23: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua

Gráfico 24: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación

Gráfico 25: Hidrograma hasta el embalse - Subalternativa A2

Gráfico 26: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - Subalternativa A2

Gráfico 27: Estructura del sistema de drenaje incluyendo el embalse

Gráfico 28: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua

Gráfico 29: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación

Gráfico 30: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - Subalternativa A3

Gráfico 31: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua

Gráfico 32: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación

Gráfico 33: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - Subalternativa A4

Gráfico 34: Estructura del sistema de drenaje incluyendo el embalse

Gráfico 35: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua

Gráfico 36: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación

Gráfico 37: Hidrograma en la salida – CN 75

Gráfico 38: Hidrograma en la salida – CN 70

Gráfico 39: Hidrograma en la salida – Subalternativa C1

Gráfico 40: Hidrograma en la salida – Subalternativa C2

Gráfico 41: Comparación de alternativas

RESUMEN

En el presente trabajo se realiza un análisis hidrológico de la cuenca del Río Chaco, ubicada en el noroeste de la ciudad de Guayaquil. Esta cuenca, en la actualidad, se encuentra con un 80% de su extensión en estado natural, pero está sufriendo un acelerado proceso de urbanización el que, de continuar sin ninguna planificación, generará serios problemas de inundación en la cuenca baja y altos costos en la ejecución de las obras necesarias para la conducción de las aguas hasta su descarga en el río Daule.

Se analizan diversas medidas estructurales para regular y reducir los caudales provenientes de la cuenca urbana para, de esta manera, evitar los altos costos de los sistemas de drenaje pluvial y problemas de inundaciones aguas abajo.

Se analiza medidas estructurales para eliminar o retener momentáneamente el escurrimiento superficial en el sitio donde este se produce.

Se analiza también el uso de embalses de regulación para reducir los caudales pico del dren principal de la cuenca.

Para la ejecución de estos trabajos de simulación lluvia escurrimiento se utiliza el software HEC-HMS.

Palabras Claves: Urbanización, Impermeabilización, Control, Cuenca, Inundación, Caudales

1. INTRODUCCION

1.1. PRESENTACION DEL TEMA

Con el paso del tiempo, se ha visto la tendencia del ser humano a desplazarse de zonas rurales hacia las grandes ciudades, incrementando así el área que las mismas ocupan en la superficie terrestre. Este crecimiento de la urbe, no siempre se realiza de forma ordenada o siguiendo un plan de manejo adecuado.

El proceso de urbanización modifica la respuesta hidrológica de la cuenca a los eventos de lluvia. Esto se debe a la impermeabilización generada por la pavimentación y construcción de viviendas, además de la modificación de los sistemas de drenaje naturales, mediante rectificación de cauces y construcción de colectores. Se busca que estos sistemas sean eficientes y efectivos drenando el agua del sector lo más rápido posible. Todo esto provoca que los tiempos de concentración disminuyan, aumentando de manera significativa los caudales y volúmenes aguas abajo. El problema empeora cuando, al no haber un correcto plan para el ordenamiento territorial, la cuenca se va urbanizando de aguas abajo hacia aguas arriba. Los sistemas de drenaje se van diseñando considerando que el área de la cuenca aguas arriba se encuentra en estado natural, con una gran capacidad de infiltración, más al avanzar el proceso de urbanización, pierde esta cualidad y estos sistemas se van quedando sin capacidad, afectando significativamente estas zonas aguas abajo, las cuales son propensas a ser afectadas por problemas de inundaciones.

1.2. JUSTIFICACION DEL TEMA

La cuenca del río Chaco, está ubicada en la ciudad de Guayaquil, la cual, por el crecimiento de la urbe, se ha ido poblando. Esta tiene un área de 256 km² aproximadamente. Tiene su descarga en el Río Daule, a través de los esteros

Lucía y Nato. Esta cuenca está sufriendo un acelerado proceso de urbanización, lo cual produce un incremento de los caudales de escurrimiento superficial.

En la actualidad, estos caudales generados en los eventos de lluvia, son amortiguados por una gran llanura de inundación que existe a partir de la urbanización denominada Mi Lote. Todos los caudales provenientes de la cuenca se riegan en esta llanura, y son valores que no afectan, ni a la vía a Chorrillos, ni a la vía a Daule.

El proceso de urbanización en la cuenca está avanzando, teniendo actualmente un 20% de su área urbanizada, lo que va a incrementar los caudales del escurrimiento superficial. Si esto continua, se puede afectar seriamente a las estructuras de drenaje aguas abajo, provocando inundaciones, además de causar problemas en los cursos de aguas naturales a los que se drena la cuenca.

Por otro lado es probable que en el futuro, estas zonas que están aguas abajo, puedan urbanizarse. Los costos de urbanización de estas áreas se irán incrementando, en la medida que se urbanice la cuenca aguas arriba. Por esta razón, si se reducen los picos aplicando una serie de medidas analizadas en el presente trabajo, se podría generar una reducción de los caudales, y tener así un manejo más apropiado y menos peligroso de estas áreas. Por otro lado, habría una mayor disponibilidad de área para uso urbano.

Es importante recalcar, que existen otras alternativas para evitar las inundaciones. Es posible realizar el diseño del drenaje de aguas lluvias de la cuenca, considerando que esta ya está urbanizada, utilizando los diámetros y dimensiones de canales necesarios para evitar estos inconvenientes. Para esto, también habría que considerar encauzar el río en la llanura de inundación, para que este no se desborde, y probablemente se necesitaría cambiar las

estructuras, como puentes y alcantarillas, en la vía a Daule y en la vía Chorrillos. Mediante esta solución, se puede tener proyectos de urbanización sin problemas de inundaciones por el aumento en los caudales generados por la impermeabilización. El problema con esta solución, es que se incrementan considerablemente los caudales que descargan en el Rio Daule, los cuales pueden causar problemas en este, aguas abajo. En todo caso, habría que hacer un análisis económico, para determinar cuál es la solución más rentable.

En este trabajo, se analiza la posibilidad de reducir el pico de las avenidas del rio, utilizando medidas estructurales, para reducir el tamaño de las obras matrices de drenaje y con esto reducir costos y eventuales problemas de inundación aguas abajo.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar medidas para el control de crecientes del Rio Chaco.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar las características fisiográficas de la cuenca, con el propósito de determinar su respuesta a eventos de lluvia.
- Estimar el CN según las características que presenta el terreno en cada subcuenca
- Obtener las ecuaciones pluviométricas que se emplearan para la definición del hietograma, que se aplicará a la cuenca para la generación de los hidrogramas.
- Realizar las simulaciones hidrológicas
- Analizar alternativas para reducir los caudales máximos de las avenidas, con el propósito de facilitar el manejo de las estructuras de drenaje aguas abajo del sitio donde se produzca la regulación.
- Analizar las soluciones propuestas.

2. MARCO TEORICO

2.1. CICLO HIDROLÓGICO

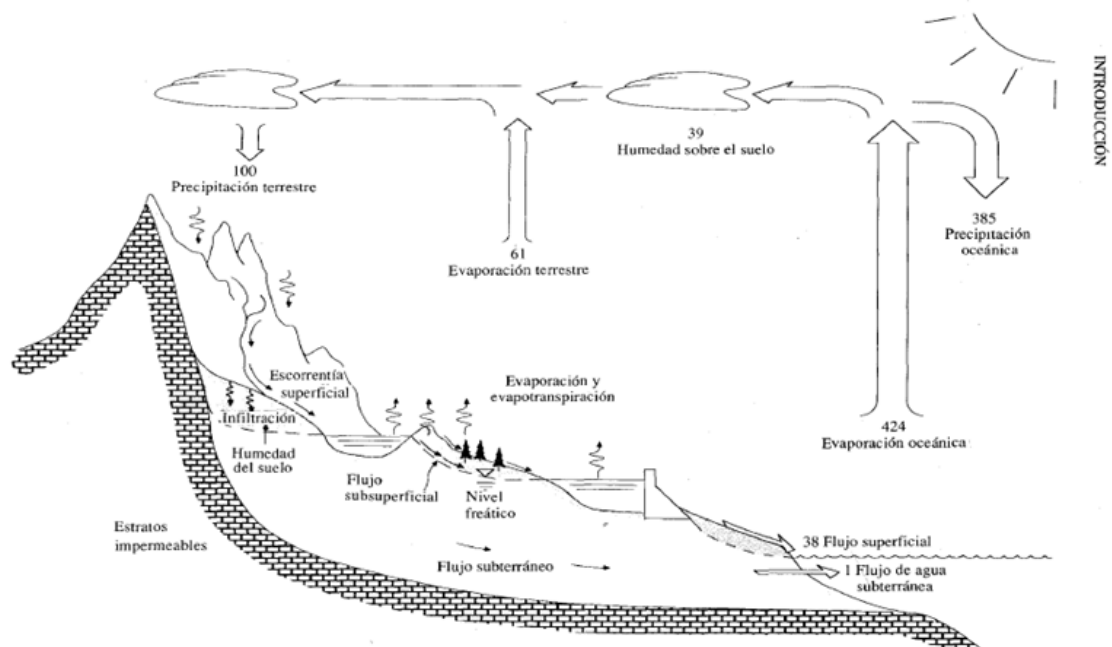
Se define como ciclo hidrológico al proceso de circulación del agua en el planeta. En la antigüedad se creía que los océanos alimentaban las corrientes superficiales, indicando que el calor en el interior de la Tierra provocaba que el agua ascendiera mediante cavernas subterráneas, más el científico Bernard Palissy demostró que los ríos y manantiales son originados por la precipitación del agua que cae sobre la superficie de la tierra. (Universidad de Valladolid, 2014) El ciclo hidrológico es parte fundamental de la hidrología. Este no tiene ni principio ni fin, y los elementos del mismo son:

- ✓ Evaporación: El agua pasa a estado gaseoso desde los océanos, ríos y la superficie terrestre para regresar a la atmosfera.
- ✓ Transpiración: El agua pasa a estado gaseoso desde las hojas de las plantas para pasar a formar parte de la atmosfera.
- ✓ Condensación: El agua pasa de estado gaseoso a estado líquido debido a la disminución de la temperatura en la medida que asciende a la atmosfera.
- ✓ Precipitación: El agua cae sobre la superficie terrestre, ya sea en forma de lluvia, nieve o granizo.
- ✓ Infiltración: Es el proceso mediante el cual el agua percola en el suelo. Primero satisface la deficiencia de humedad del suelo, y luego el exceso pasa a formar parte del agua subterránea.
- ✓ Escorrentía: Es el agua proveniente de la precipitación, cuando la intensidad de la lluvia supera a la velocidad de infiltración en el suelo. El agua es drenada mediante los cauces de las cuencas hasta su descarga.

- ✓ Flujo subterráneo: Es el movimiento del agua subterránea, a través de medios porosos saturados (acuíferos)

A continuación se muestra un diagrama que describe el ciclo hidrológico con todos sus componentes:

Gráfico 1: Esquema del ciclo hidrológico



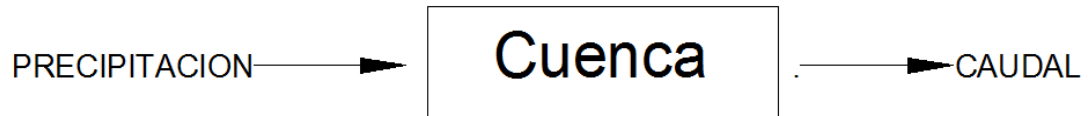
Tomado: *Hidrología Aplicada*

En el presente estudio, no se dispone de información de los caudales históricos en las secciones de interés de la cuenca, por lo que es necesario utilizar un modelo lluvia escurrimiento.

2.2. MODELOS LLUVIA ESCURRIMIENTO

Considerando la cuenca como un sistema, el proceso que se produce en ella es como se muestra a continuación. La entrada al sistema es la precipitación. Esta sufre modificaciones debido a las características de la cuenca, lo cual es el proceso lluvia-escurrimiento, para así salir del sistema como caudal.

Gráfico 2: Representación del comportamiento hidrológico de una cuenca.



Tomado: Diseño y operación de redes de colectores de aguas lluvia

Existen diversos métodos para transformar la precipitación en escurrimiento, los que se denominan modelos lluvia escurrimiento. Estos se pueden clasificar en:

- ✓ Métodos directos o empíricos

Utiliza las propiedades físicas promedio de la cuenca.

Ejemplos: Método Racional, el de Burky-Ziegler, Creager, ect.

- ✓ Métodos hidrológicos:

Se basa en principios hidrológicos y se calibra con registros de precipitación y escurrimiento.

Ejemplos: Método del hidrograma unitario

- ✓ Métodos hidráulicos o semi-hidraulicos

Se calculan hidrogramas en diferentes puntos del cauce o del sistema de drenaje utilizando las ecuaciones de conservación de la masa y cantidad de movimiento.

Ejemplo: Método de Chicago.

Hay que tener en consideración que el tipo de suelo y la vegetación influye considerablemente en el escurrimiento en una cuenca. Esto se debe a que estas propiedades determinan la cantidad de agua que se infiltrará y la que se ira moviendo superficialmente a través de las corrientes de la cuenca. El proceso de urbanización trae consigo una impermeabilización de la cuenca, lo

cual influye en la escorrentía, por lo que los caudales a drenar son mayores. Es necesario plantear soluciones para evitar este aumento en el flujo, buscando que los caudales luego de la urbanización sean lo más próximos a los que genera la cuenca en estado natural. Para esto se adoptan una serie de medidas que serán comentadas más adelante.

2.3. MEDIDAS PARA EL CONTROL DE CRECIENTES

Muchas ciudades a nivel mundial, están implementando medidas para controlar los caudales de las cuencas. Estas se implementan de forma que los caudales pico se reduzcan. Curitiba en Brasil y Portland en Oregon- Estados Unidos, son ejemplos de ciudades que ya han implementado soluciones eficientes y ambientalmente amigables.

Es importante que en áreas urbanas se trate de mantener las condiciones del comportamiento de la cuenca, lo más próximas a las existentes antes de la urbanización. Esto se conoce como un impacto hidrológico cero. Para esto se utilizan medidas estructurales y no estructurales para regular los caudales provenientes de las cuencas urbanas. Las medidas estructurales comprenden las obras de ingeniería que pueden ser implementadas, mientras que las no estructurales procuran disciplinar la ocupación territorial o el comportamiento de las personas y actividades económicas.

2.3.1. MEDIDAS ESTRUCTURALES

Las medidas estructurales son todas aquellas que comprenden la construcción de obras civiles.

De acuerdo a la ubicación en el sistema de drenaje, los dispositivos y obras de retención, utilizados en planes de manejo, pueden ser clasificados en:

- ✓ De contención inicial: Son aquellos que reducen o retardan el ingreso de los caudales al sistema de recolección, en el sitio donde estos se

generan. Sus dimensiones son pequeñas, lo que obliga a emplear muchas de estas unidades.

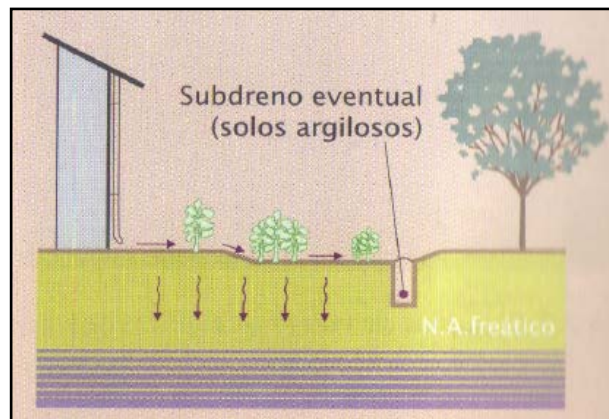
- ✓ De contención aguas abajo: Son las obras utilizadas para retener y regular el flujo aguas abajo. Estos están destinados a controlar los caudales que provienen de partes significativas de la cuenca.

2.3.1.1. MEDIDAS ESTRUCTURALES DE CONTENCION INICIAL

El objetivo fundamental de estas medidas es de reducir los picos de los flujos que ingresan a la red de drenaje. Las medidas más comunes son:

- ✓ Superficies de infiltración: es la forma más simple de disposición inicial que permite que las aguas superficiales percolen en un terreno cubierto de vegetación

Gráfico 3: Superficie de infiltración



Tomado: Libro Drenagem urbana e controle de enchentes

- ✓ Zanjas de infiltración abiertas: son zanjas revestidas con vegetación, que se encuentran adyacentes a calles y caminos, o junto a áreas de estacionamiento, para facilitar la infiltración.

Gráfico 4: Zanjas de infiltración abiertas



Tomado: Libro Drenagem urbana e controle de enchentes

- ✓ Pavimentos/suelos porosos: los pavimentos porosos son construidos normalmente de concreto o asfalto convencionales de los cuales se han eliminado las partículas más finas, permitiendo así la infiltración del agua a través de su superficie hacia la capa inferior.
- ✓ Pozos de infiltración: son medidas recomendadas cuando no se dispone de espacio disponible.
- ✓ Estanques de infiltración: consisten en pequeñas cuencas de detención que facilitan la infiltración por el aumento del tiempo de residencia.
- ✓ Cuencas de percolación: es una zanja llena de grava triturada. El material granular promueve la retención temporal del flujo, mientras que la percolación se procesa lentamente hasta el suelo.

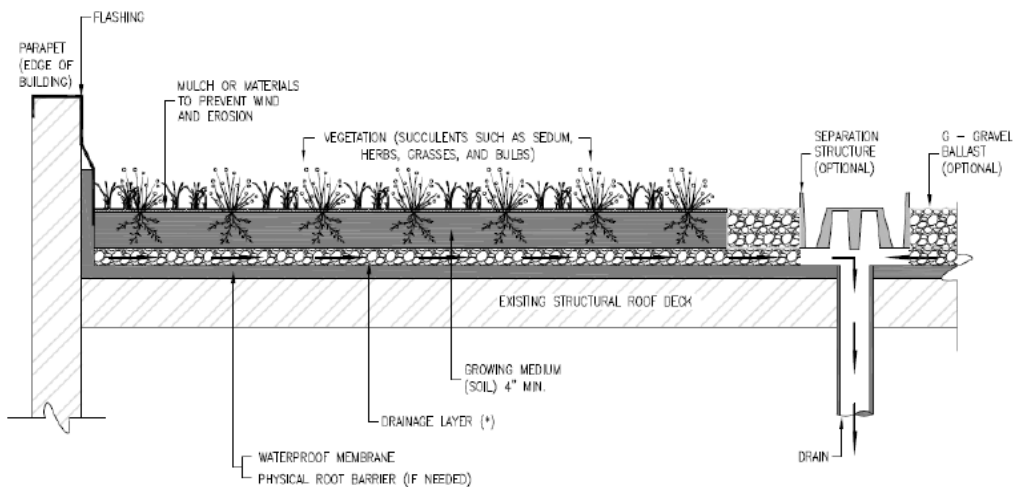
Gráfico 5: Sección transversal e imagen de cuenca de percolación



Tomado: *Libro Drenagem urbana e controle de enchentes*

- ✓ Techos verdes: consiste en un ecosistema de vegetación y una capa de suelo sobre una membrada impermeable en los techos de los edificios.

Gráfico 6: Sección transversal típica de los techos verdes



Tomado: *2010 Sustainable Management Facility Monitoring Report*

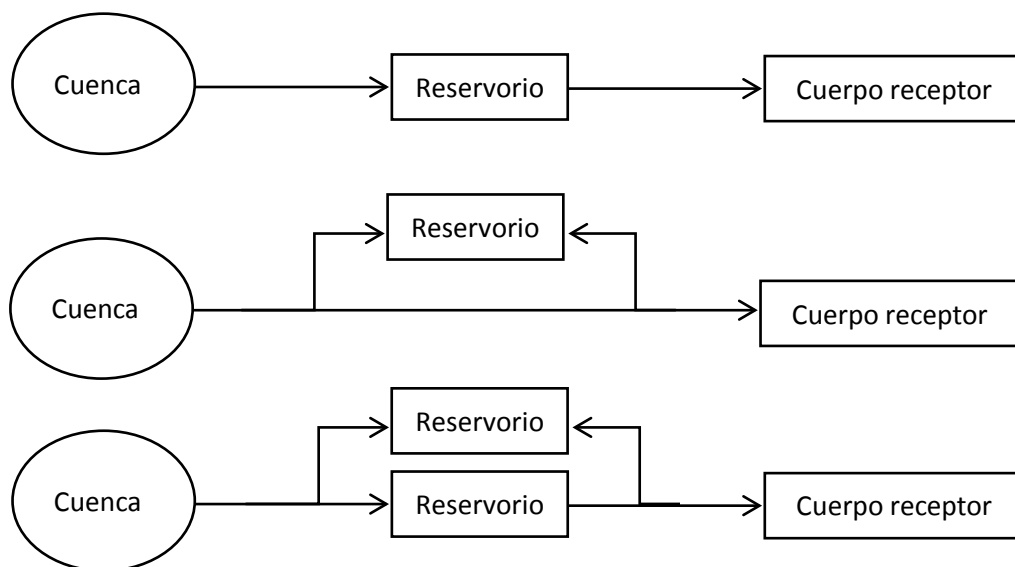
La velocidad con la que el agua se infiltra al suelo es la principal variable que determina que tan bien estas medidas manejarán grandes eventos de lluvia, su capacidad de reponerse entre eventos, y el poder prevenir problemas. La humedad, el tipo de suelo, su compactación y la vegetación son variables importantes. El rendimiento de los sistemas y sus resultados depende mucho de los métodos constructivos y de las características del suelo en la superficie o debajo de esta.

2.3.1.2. MEDIDAS ESTRUCTURALES DE CONTENCION AGUAS ABAJO

Tiene como objetivo controlar los flujos de las cuencas o subcuencas de drenaje y por lo tanto es de suma importancia y trascendencia para la intervención urbana.

Estos pueden ser diseñados de acuerdo con su posición en los sistemas de drenaje. Puede ser en línea cuando está conectado en la corriente principal o en serie y fuera de línea, cuando se inserta en paralelo a los flujos.

Gráfico7: Ubicación de las medidas estructurales



Tomado: Libro Drenagem urbana e controle de enchentes

Estas medidas pueden dividirse en dos grupos:

- ✓ Cuencas de retención: Reservorios de superficie que siempre contienen un volumen de agua y puede tener un uso recreacional, paisajístico, para el abastecimiento de agua, entre otros.
- ✓ Cuencas de detención: áreas normalmente secas durante época de sequías, utilizadas para retener aguas superficiales durante la época de lluvia

2.3.2. MEDIDAS NO ESTRUCTURALES

Las medidas no estructurales, son aquellas medidas que proporcionan protección en un determinado evento, pero no actúan sobre la avenida en sí, sino más bien ayudan a reducir sus consecuencias. Al contrario de las medidas estructurales, que crean una sensación de seguridad, e influyen en la decisión de las personas para invadir las zonas inundables, las medidas no estructurales pueden ser más efectivas, a costos más bajos y con horizontes más largos de acción. Son métodos eficientes y sostenibles.

Escuder, Morales, Castillo y Perales (2010), indican que estas medidas se pueden agrupar en seis categorías:

- ✓ Políticas y planeamiento urbano: Este debe evitar la construcción de instalaciones y asentamientos en zonas inundables.
- ✓ Predicción de inundaciones: Se basa en la estimación de ocurrencia de un evento futuro.
- ✓ Comunicación: Existen dos tipos. La comunicación general para concientizar a la población del riesgo existente, y comunicación durante el evento mediante alarmas, y así evitar pérdidas humanas y económicas.

- ✓ Movilización: Es llevada a cabo por los servicios de seguridad y dependiendo del tiempo disponible puede ser evacuación preventiva, forzosa o huida.
- ✓ Coordinación y procedimientos de operación
- ✓ Seguros e indemnizaciones

“Las posibles actuaciones no estructurales complementan las medidas estructurales por encima de su umbral de protección, teniendo una gran efectividad y en general un coste económico sensiblemente inferior a éstas.”
(García, 1987)

3. METODOLOGIA PARA LA GENERACION DE CAUDALES EN LA CUENCA

Un estudio hidrológico, puede limitarse a estimar el caudal máximo producido por una lluvia, o definir el hidrograma que se produce. (Rauhermi, 2014) Este último es el más completo, pero en casos de cuencas pequeñas, se pueden aceptar metodologías que solo calculen los caudales de punta, tal como el método racional.

Para la cuenca en estudio, no existe información de caudales históricos en ninguna de las secciones que podrían ser de interés para proponer obras de regulación, por lo que no es posible hacer análisis de información con hidrogramas o caudales, para hacer predicciones para diferentes escenarios. Por esta razón se propone, para estimar los caudales para diversos escenarios de la cuenca, un modelo lluvia escurrimiento. En el presente trabajo, se utilizó el método del hidrograma unitario del Natural Resources Conservation Service (NRCS).

3.1. HIDROGRAMA UNITARIO DEL NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (NRCS)

Un hidrograma de escurrimiento superficial, muestra la variación del caudal superficial en el tiempo. Para generar el hidrograma de la cuenca en estudio, se utilizará el método del hidrograma unitario del NRCS (antes SCS).

Se realizará el análisis de la cuenca considerando la situación actual, en otras palabras, en estado natural alrededor del 80% y el resto urbanizado. Se analizará también la situación futura de la cuenca considerando que la urbanización alcanzó la curva de nivel correspondiente a la cota 140 msnm. Esta última es la cota promedio máxima del asentamiento poblacional Flor de Bastión.

3.1.1. CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

La cuenca de drenaje es el área que contribuye al escurrimiento del agua y aporta el flujo de la corriente principal de la misma y sus tributarios. La cuenca está delimitada por una línea imaginaria que une los puntos de alturas máximas y la separa de cuencas adyacentes, denominada parteaguas o divisoria.

Las características fisiográficas de esta son el área, la forma, las características del cauce principal, y la pendiente media de la cuenca, entre otros.

La cuenca del río Chaco se encuentra inscrita en un área cuyos vértices están definidos por las siguientes coordenadas:

614417.9439 E 9757354.5365 N

594214.3087 E 9765942.4873 N

602912.6075 E 9786405.7223 N

623116.2427 E 9777817.7714 N

La cuenca del río Chaco, en el presente trabajo, para un mejor análisis, fue dividida en 17 subcuencas, de las cuales se procedió a calcular sus características morfológicas, que se presentan en la Tabla 1. En el Plano 1 se muestra las subcuencas y sus divisorias. Para realizar el cálculo de la pendiente media de la cuenca, se utilizó el método de Alvord, definido por la siguiente ecuación:

$$S_c = \frac{D * L}{A}$$

Donde:

A: Área de la cuenca (km²)

D: Desnivel constante entre las curvas de nivel (km)

L: Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (km)

S_c: Pendiente media de la cuenca.

Tabla 1: Características morfológicas de la cuenca del Río Chaco

Cuenca	Área (km²)	Long. Cauce (m)	Σ Long. Curvas de nivel (km)	Desnivel de las curvas (km)	Pendiente de la cuenca (km/km)
C1	11.27	8149.47	147.42	0.02	0.262
C2	6.93	6042.26	118.96	0.02	0.343
C3	12.03	9033.32	202.17	0.02	0.336
C4	3.13	5216.10	54.32	0.02	0.347
C5	6.19	6860.80	101.57	0.02	0.328
C6	19.78	9214.19	189.70	0.02	0.192
C7	25.13	13325.43	435.04	0.02	0.346

C8	5.28	7441.17	67.34	0.02	0.255
C9	13.10	11506.69	188.23	0.02	0.287
C10	17.63	6102.74	163.03	0.02	0.185
C11	15.35	9819.85	176.50	0.02	0.230
C12	18.82	9818.41	186.96	0.02	0.199
C13	20.96	13617.75	170.85	0.02	0.163
C14	7.76	2990.61	47.08	0.02	0.121
C15	7.08	5184.42	14.81	0.02	0.042
C16	20.42	10672.20	154.69	0.02	0.152
C17	45.19	11253.17	261.36	0.02	0.116

Es importante destacar, que para hacer el analisis hidrológico seran necesarios datos para el tránsito de avenida a traves de los cauces. Estos se muestran a continuación. Se pueden observar los tránsitos en el Plano 1.

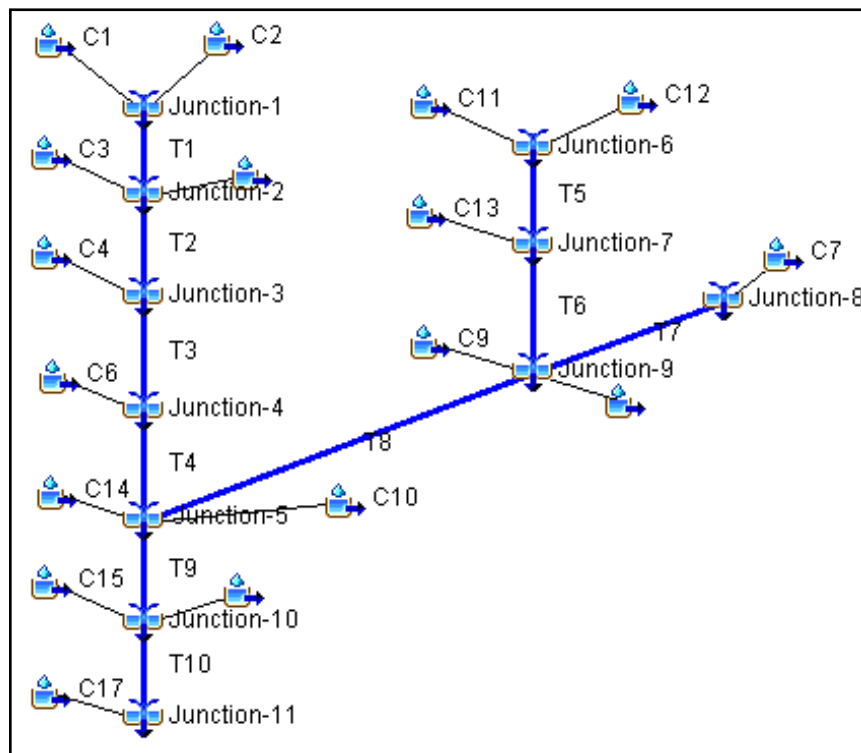
Tabla 2: Datos para el tránsito a traves de los cauces

Nombre del tramo	Longitud del tramo (m)	Pendiente (m/m)
T1	6167.02	0.0065
T2	1418.39	0.0014
T3	6685.29	0.0027
T4	2990.61	0.0033
T5	5953.31	0.0050
T6	1185.82	0.0126
T7	5807.14	0.0043
T8	3277.51	0.0015

T9	5184.42	0.0002
T10	11253.17	0.0002

La metodología para la modelación hidrológica requiere de la definición de una estructura de drenaje, la que está constituida por subcuencas, uniones, y tránsito de creciente. Los hidrogramas generados en las subcuencas al llegar a una unión se suman, y si llegan a un tramo de río, se transitan. Los hidrogramas transitados se suman con los hidrogramas de otras subcuencas cuando se juntan en otras uniones. Se procede de esta manera, de forma consecutiva, hasta llegar a la descarga final. A continuación se muestra la estructura de drenaje de la cuenca del Rio Chaco, que se empleo para la modelación hidrológica en el HEC-HMS.

Gráfico 8: Estructura del sistema de drenaje de la cuenca del Rio Chaco



Modelo HEC-HMS

3.1.2. HIETOGRAMA

El hietograma es un gráfico que muestra como varía la altura de lluvia con respecto a un intervalo de tiempo. Estos pueden ser obtenidos mediante los datos de los registros de los pluviógrafos.

Al no existir hietogramas históricos, en el presente trabajo se elaboró un hietograma sintético a partir de la ecuación pluviométrica correspondiente a la estación ubicada en el Aeropuerto de Guayaquil. Se utilizó las ecuaciones del INAMHI publicadas en el Estudio de Lluvias Intensas, las cuales se muestran a continuación.

$$I_{TR} = \frac{35.17}{t^{0.3063}} Id_{TR} \quad 5min < 85min$$

$$I_{TR} = \frac{288.42}{t^{0.7779}} Id_{TR} \quad 85min < 1440min$$

Para este ejercicio se ha utilizado una frecuencia de lluvia de 25 años, para la cual la lluvia máxima de 24 horas tiene un valor de 192 mm (de acuerdo con el estudio de lluvias intensas del INAHMI). Esto permite tener una idea de la magnitud de los caudales y de alguna manera tener una percepción del tamaño de las obras de drenaje. Sin embargo, la definición del periodo de diseño (frecuencia óptima) debe ser motivo de un análisis hidroeconómico. A medida que el periodo de retorno para el diseño aumenta, los costos de capital de las obras se incrementan y los daños esperados disminuyen debido a que se ofrece una mayor protección. (Chow, 1994) Al sumar los costos de capital y los costos de los daños esperados anualmente, se encuentra el periodo de retorno óptimo de diseño que es el que corresponde al que presenta los menores costos totales. (Chow, 1994)

Para mostrar la magnitud de las lluvias de más baja probabilidad de ocurrencia, se realizó simulaciones hidrológicas para la situación actual y futura, para

frecuencias de 50 y 100 años. Para estos periodos, la lluvia máxima de 24 horas es 218.4 mm y 244.8 mm respectivamente. En el capítulo 4, se muestran los resultados para los diversos escenarios con los periodos de retornos indicados.

La duración del hietograma utilizado, se aproxima al tiempo de concentración de la cuenca. Se utilizó un hietograma de 10 horas de duración, aplicando el método de los bloques alternos de Ven Te Chow. Los hietogramas para 25, 50 y 100 años, se muestran en el anexo 1.

3.1.3. HIDROGRAMA

Para la generación de los hidrogramas de las subcuencas se aplica, al correspondiente hidrograma unitario, el hietograma efectivo. Este último se obtiene a partir del hietograma de la tormenta seleccionada, al cual se le aplica las pérdidas. En el presente trabajo se utilizó la metodología de las pérdidas del SCS.

Esta metodología tiene como base la siguiente ecuación de continuidad:

$$Q = P - I_a - S'$$

Donde:

Q: Volumen de agua de escorrentía hasta el instante t

P: Volumen de agua que proviene de la precipitación hasta el instante t

I_a: Pérdida de precipitación inicial antes de que comience el proceso de escorrentía

S': Volumen de agua infiltrada

Este método propone una relación de proporcionalidad como se muestra a continuación:

$$\frac{S'}{S} = \frac{Q}{P - I_a}$$

Donde S representa la máxima capacidad de retención del suelo. Se combinan ambas expresiones obteniendo

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a - S}$$

Para realizar el cálculo de S e I_a , se toma en cuenta el número de curva (CN). Terrenos muy permeables con capacidad de retención infinita se les asigna un número de curva 0, mientras que los que son muy impermeables se les asigna un número de curva de 100. Por lo que S se define como:

$$S = \frac{2540}{CN} - 25.4$$

El factor I_a está en función de S, proponiendo una relación $I_a = 0.2 \times S$.

Para realizar este procedimiento en el presente trabajo es necesario estimar el número de curva (CN) de las subcuencas del río Chaco, para lo cual se realizaron dos ejercicios. Primero considerando la cuenca en estado natural, y con solo parte de esta urbanizada (Situación actual), y luego que esta sea completamente urbanizada hasta la cota 140 msnm (Situación Futura). Con esto se realizó una ponderación de los CN para cada subcuenca, considerando para zona urbana CN=80 y para zona natural CN=65.

En la siguiente tabla se muestra los CN para cada situación en cada subcuenca. Para estimar los CN de cada subcuenca, se realizó una ponderación tomando en cuenta el área de esta que está urbanizada y la que se encuentra en estado natural. En el Plano 2 se muestran las áreas consideradas para el cálculo.

Tabla 3: CN estimados para cada subcuenca

Cuenca	Situación Actual	Situación Futura
C1	65	66
C2	65	68
C3	65	77
C4	65	77
C5	65	73
C6	65	79
C7	65	70
C8	65	80
C9	65	76
C10	65	80
C11	68	74
C12	73	78
C13	70	79
C14	65	80
C15	70	80
C16	80	80
C17	65	80

El hidrograma unitario del NRCS se formula a través del retardo de la cuenca. El tiempo de retardo es el que ocurre entre el centro de masa de la tormenta y la ocurrencia del pico del hidrograma. El tiempo de retardo de la cuenca, es aproximadamente el 60% del tiempo de concentración. El tiempo de concentración es el tiempo en que tarda una gota desde el punto mas alejado

de la salida hasta llegar a esta. En este trabajo se lo estimó con la fórmula del NRCS que establece:

$$tc = \frac{0.136L^{0.8} \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0.7}}{S^{0.5}}$$

tc: tiempo de concentración (en minutos)

L: longitud del cauce principal (en metros)

CN: número de curva

S: pendiente media de la cuenca (en porcentaje)

En la siguiente tabla se presentan los tiempos de concentración y retardos de las diferentes subcuencas del Rio Chaco.

Tabla 4: Tiempos de concentración y de retardo para cada subcuenca en los escenarios propuestos

Cuenca	Situación Actual		Situación Futura	
	Tc (min)	tp (min)	Tc (min)	tp (min)
C1	126.26	75.76	130.99	78.59
C2	84.27	50.56	90.02	54.01
C3	91.46	54.87	125.46	75.28
C4	57.91	34.74	79.58	47.75
C5	82.03	49.22	101.87	61.12
C6	115.76	69.46	168.77	101.26
C7	146.23	87.74	168.73	101.24
C8	81.00	48.60	123.38	74.03
C9	123.62	74.17	164.72	98.83

C10	82.40	49.44	123.59	74.15
C11	128.26	76.96	149.00	89.40
C12	123.08	73.85	139.84	83.90
C13	169.84	101.91	218.17	130.90
C14	56.63	33.98	86.26	51.76
C15	149.75	89.85	200.43	120.26
C16	140.20	84.12	140.20	84.12
C17	167.41	100.45	255.00	153.00

El hidrograma triangular del NRCS, tiene las características geométricas que se presentan en el gráfico, las que para una lluvia efectiva de 1 cm y una duración igual a T_r tienen los siguientes valores:

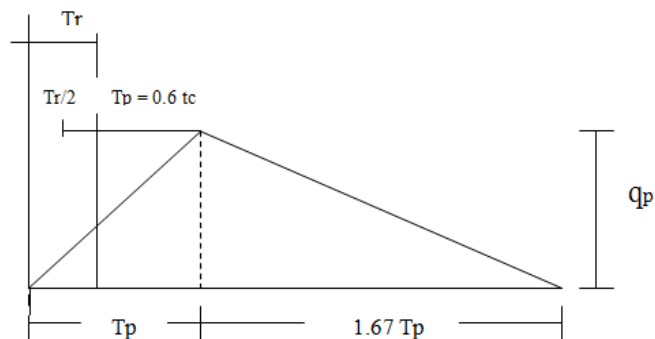
T_r = Duración de la lluvia en horas

t_p (tiempo de retardo) = $0.6 T_c$, en horas

Tiempo de pico = $T_p = T_r/2 + t_p$

$Q_p = 2.08 A/T_p$; donde q_p = caudal de pico (m^3/s) y A = Área de drenaje (km^2)

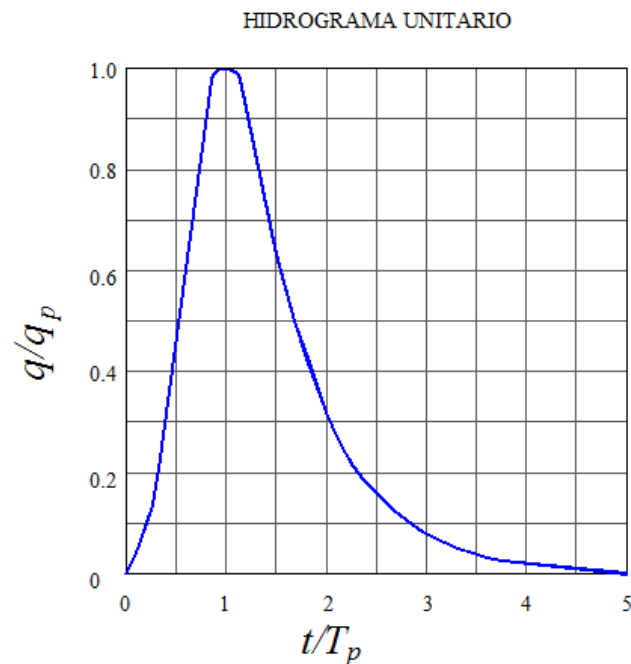
Gráfico 9: Hidrograma triangular del NRCS



Tomado: Hidrología Aplicada

Con los valores de T_p y q_p se puede obtener el hidrograma unitario suavizado a partir del siguiente gráfico.

Gráfico 10: Gráfico para obtener el hidrograma unitario suavizado



Tomado: Hidrología Aplicada

Debe indicarse que para la obtención del hidrograma en el punto de interés se utilizó el software HEC-HMS, el cual desarrolla la metodología descrita anteriormente.

3.2. TRÁNSITO DE AVENIDA

El tránsito de crecientes es un procedimiento que se utiliza para determinar cómo se desplaza un hidrograma, en magnitud y tiempo, en el tramo del cauce analizado. Se puede utilizar un tránsito agregado, como lo es el método de Muskingum Cunge o uno distribuido, como el de la onda cinemática. Al tránsito agregado se lo conoce también como tránsito hidrológico, mientras que al distribuido se lo conoce como tránsito hidráulico. La diferencia entre ambos, es que en el sistema agregado, el flujo se lo calcula como una función del tiempo

en un lugar particular, mientras que en el sistema distribuido es calculado en función del tiempo y el espacio. (Chow, 1994). Los métodos hidrológicos se basan en la ecuación de continuidad, estableciendo que:

Volumen de entrada en un Δt – Volumen de salida en un $\Delta t = \Delta$ Almacenamiento

Por otro lado, los métodos hidráulicos, además de la ecuación de continuidad, utilizan las ecuaciones del movimiento del fluido, de modo que para cauces o canales, hay que considerar velocidades, secciones, coeficientes de rugosidad, entre otros. (Sánchez, 2013)

En el presente trabajo se utilizará el método de Muskingum Cunge, debido a que se realizará un tránsito agregado de crecientes, ya que no se cuenta con información geométrica detallada de los conductos, que son las estructuras de drenaje, debido a que la cuenca aún se encuentra en estado natural.

El método de Muskingum Cunge tiene en cuenta dos parámetros:

1. La capacidad de almacenamiento del cauce
2. El tiempo que tarda en desplazarse a través del cauce.

Se considera que el agua almacenada, es proporcional al agua que entra y al agua que sale, de la forma:

$$S = K[XI + (1 - X)O]$$

Donde:

S = almacenamiento en tramo del cauce

I = Caudal de entrada en el tramo

O = Caudal de salida del tramo

K, X = Constantes para ese tramo

Si se aplica la ecuación anterior a dos tiempos consecutivos (t_{i-1} y t_i), y despejando O_i , queda:

$$O_i = C_0 I_i + C_1 I_{i-1} + C_2 O_{i-1}$$

Donde:

I_{t-1} , O_{i-1} = Caudales de entrada y salida al final del Δ tiempo anterior

I_t , O_i = Caudales de entrada y salida al final del Δ tiempo

$$C_0 = (-KX + 0.5 \Delta t) / (K - KX + 0.5 \Delta t)$$

$$C_1 = (KX + 0.5 \Delta t) / (K - KX + 0.5 \Delta t)$$

$$C_2 = (K - KX - 0.5 \Delta t) / (K - KX + 0.5 \Delta t)$$

K , X = Constantes que dependen de cada tramo de cauce

El método de Muskingum Cunge, calcula las constantes K y X mediante parámetros hidráulicos del cauce.

$$K = \frac{\Delta x}{c}$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right)$$

Donde:

Δx = longitud del tramo del cauce

c = "celeridad" = velocidad media * m

m = aproximadamente $5/3$ para cauces naturales amplios

S_0 = pendiente media del cauce

Q = caudal

B = anchura del cauce

Para realizar el tránsito de avenida a través de un embalse, se utiliza la idea de un depósito y así tener la ecuación general del tránsito.

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{O_{i-1} + O_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t}$$

Los datos que se tienen son los caudales de entrada (I_{i-1}), salida (O_{i-1}) y el almacenamiento (S_{i-1}) en el tiempo anterior (t_{i-1}) y las incógnitas son el caudal de salida (O_i) y el almacenamiento (S_i) en el tiempo (t_i). (Sánchez, 2013)

A partir de esta ecuación se puede obtener la siguiente:

$$\left(\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i\right) = (I_{i-1} + I_i) + \left(\frac{2S_{i-1}}{\Delta t} - O_{i-1}\right)$$

A partir del valor ($2S_i/\Delta t + O_i$) obtenemos el valor de O_i , por lo que se necesita un gráfico que los relacione. Para esto se elabora previamente la variación de la altura del embalse con el volumen almacenado y la variación del volumen almacenado con el caudal de salida del embalse. (Sánchez, 2013)

El tránsito de avenida para cauces y embalses, para el presente trabajo, no se realizará de forma manual, sino con el programa HEC-HMS, el cual permite utilizar la metodología descrita.

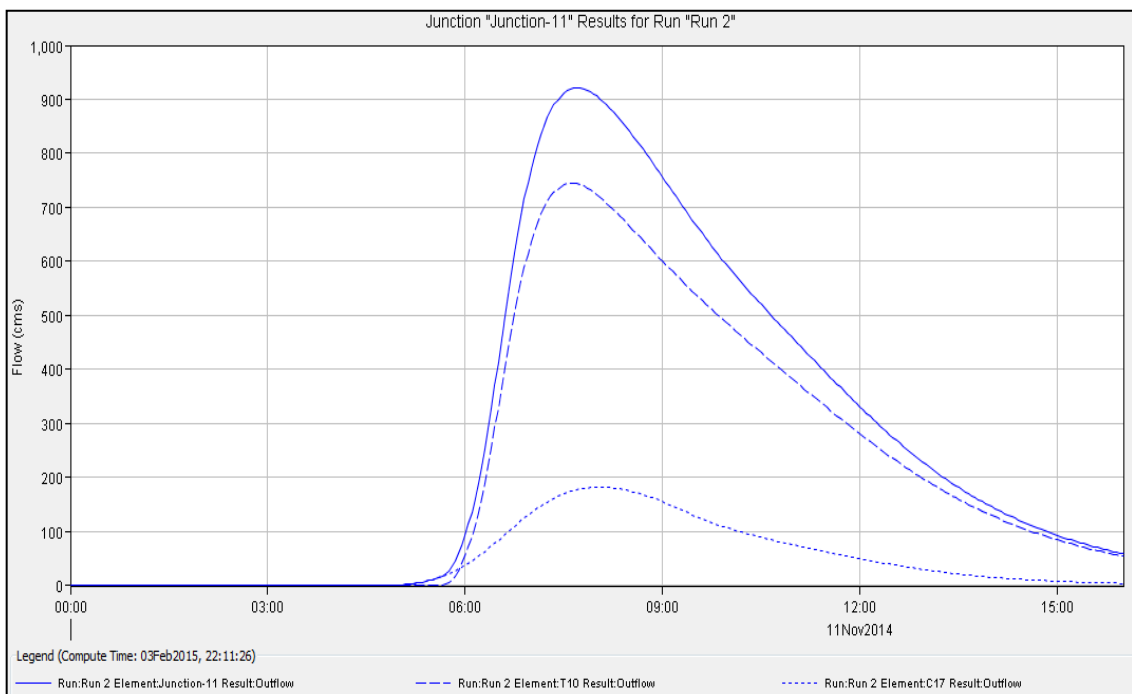
4. RESULTADOS

Como se explicó anteriormente, se utilizó el método del hidrograma unitario del NRCS, mediante el programa HEC-HMS, para la obtención de los hidrogramas de escurrimiento superficial. Se consideraron periodos de retorno de 25, 50 y 100 años, para la situación actual y la situación futura (post desarrollo).

4.1. SITUACION ACTUAL

Considerando un periodo de retorno de 25 años, se obtuvo como resultado, un caudal máximo de 921.1 m³/s en la descarga en el Rio Daule. El hidrograma en la descarga se presenta a continuación.

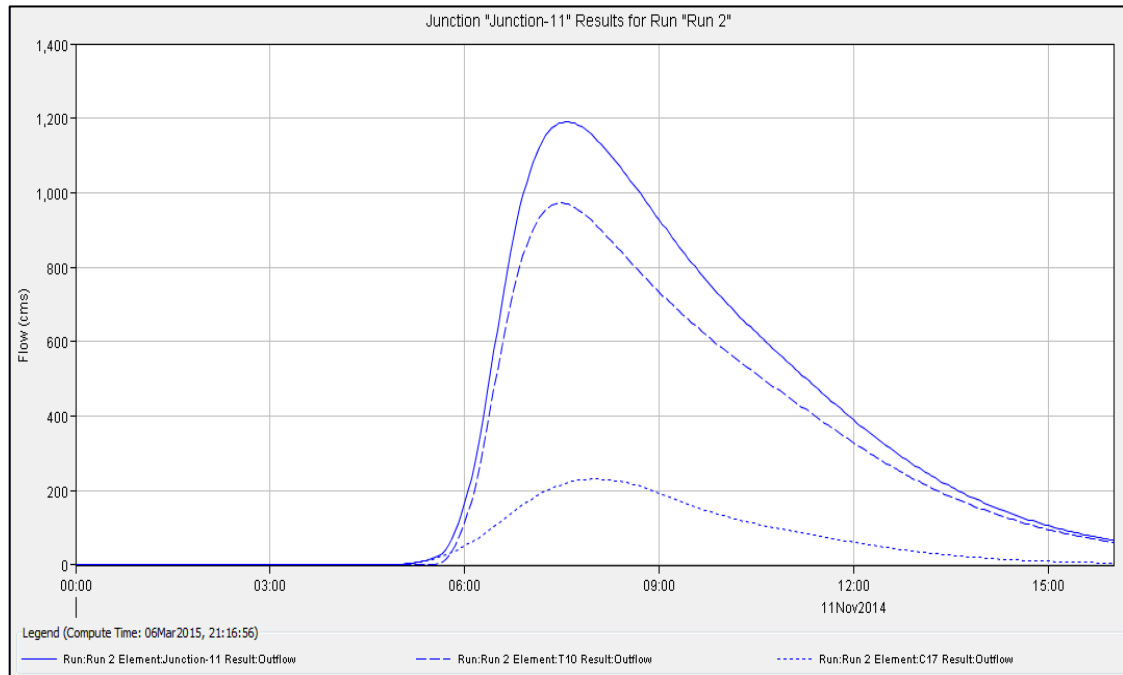
Gráfico 11: Hidrograma de la situación actual de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 25 años



Modelo HEC-HMS

Para un periodo de retorno de 50 años, se obtuvo como resultado un caudal máximo en la descarga de 1190.6 m³/s, cuyo hidrograma se muestra a continuación.

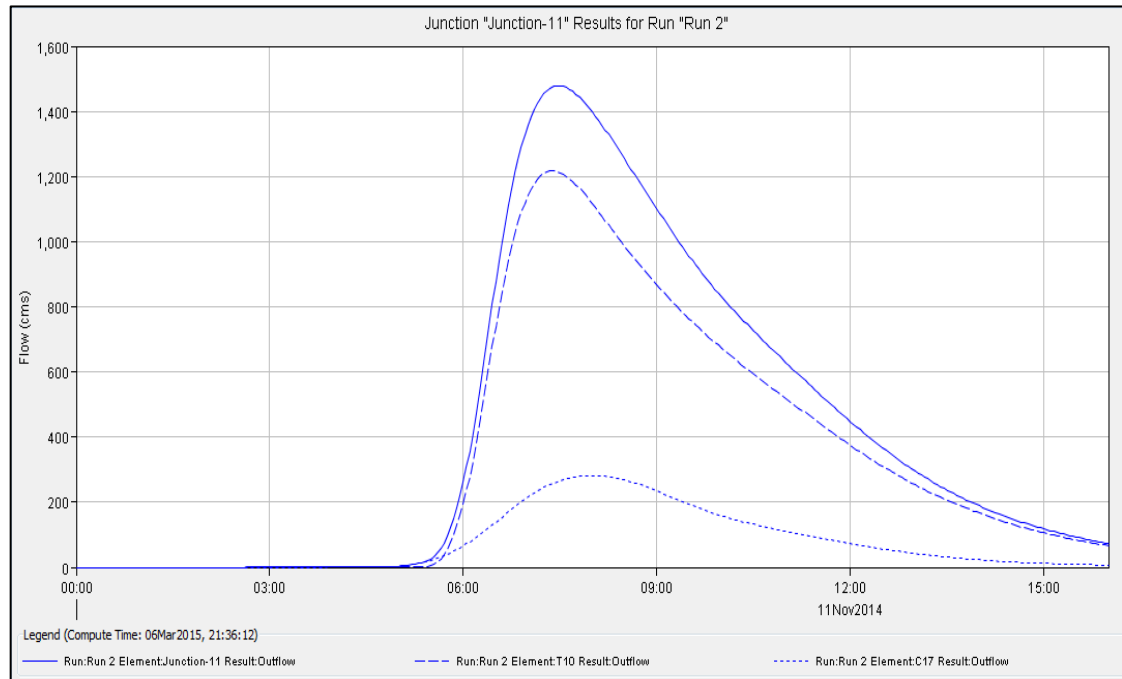
Gráfico 12: Hidrograma de la situación actual de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 50 años



Modelo HEC-HMS

Considerando un periodo de retorno de 100 años, se obtuvo como resultado un caudal máximo de 1478.2 m³/s. El hidrograma en la descarga se muestra a continuación.

Gráfico 13: Hidrograma de la situación actual de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 100 años

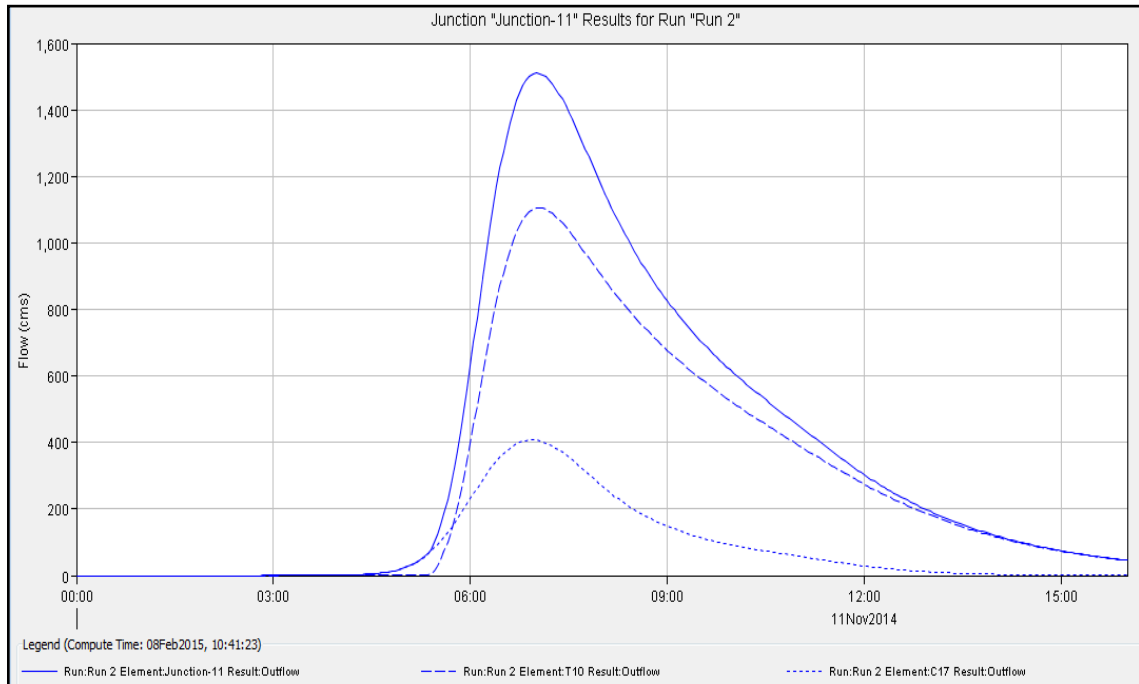


Modelo HEC-HMS

4.2. SITUACION FUTURA (POST DESARROLLO)

Para la situación futura, se realizó los cambios correspondientes a la simulación hidrológica. Considerando un periodo de retorno de 25 años, se tiene como resultado un caudal máximo de 1510.2 m³/s en la descarga en el Rio Daule, cuyo hidrograma se presenta a continuación.

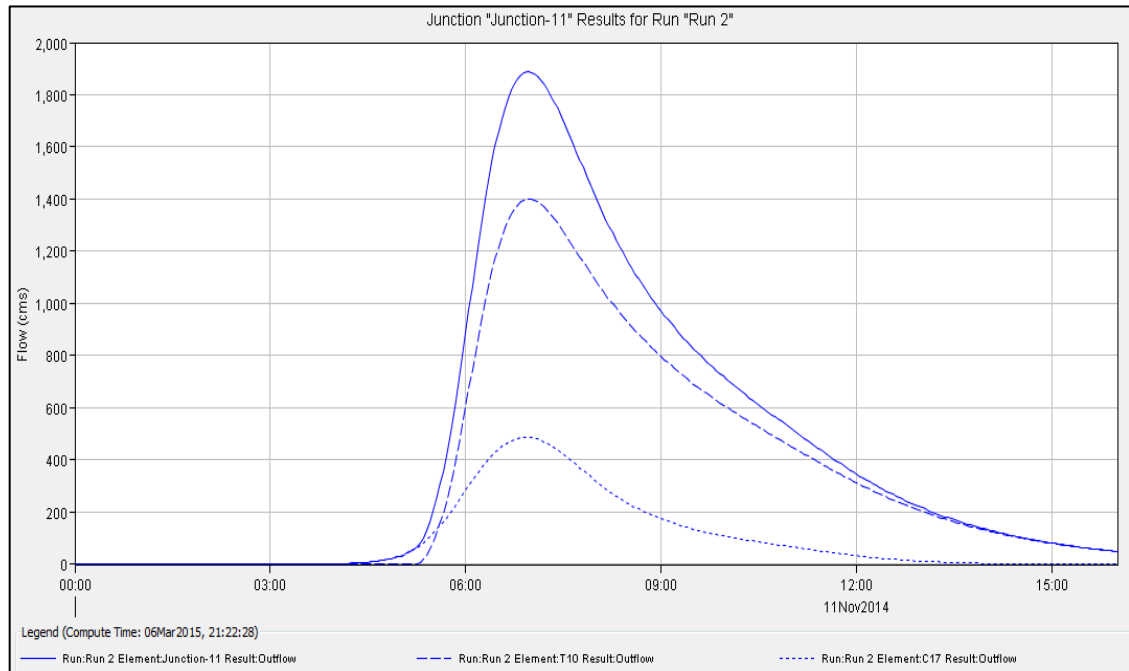
Gráfico 14: Hidrograma de la situación futura de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 25 años



Modelo HEC-HMS

Para un periodo de retorno de 50 años, se obtuvo como resultado un caudal máximo en la descarga de 1887.3 m³/s, cuyo hidrograma se muestra a continuación.

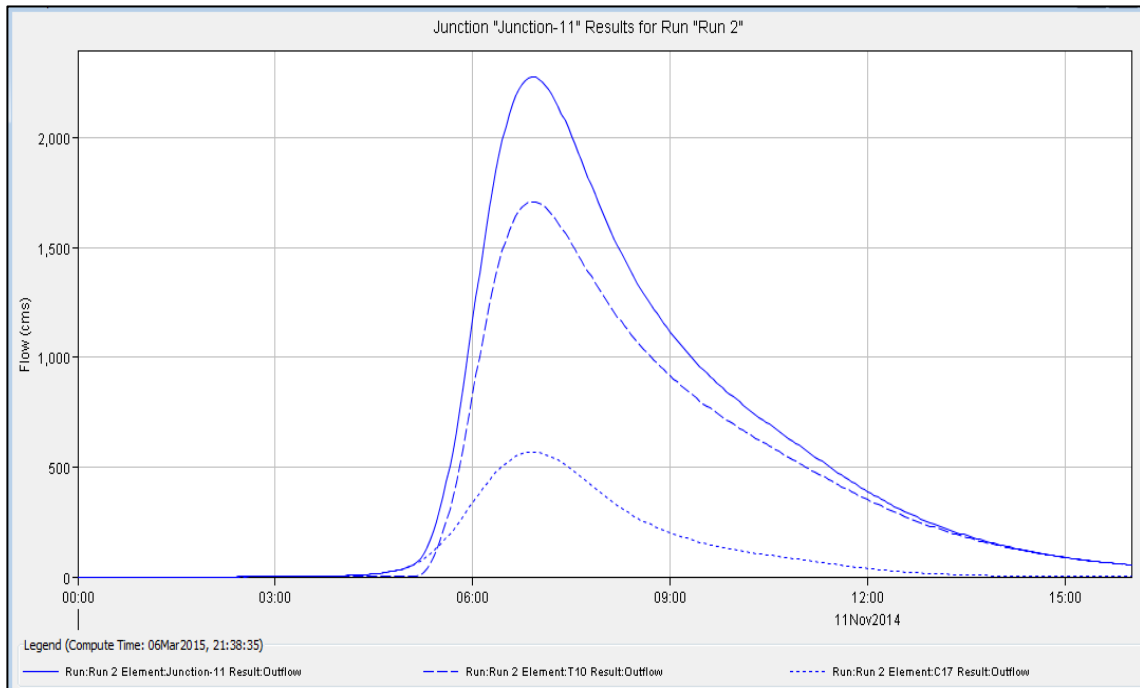
Gráfico 15: Hidrograma de la situación futura de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 50 años



Modelo HEC-HMS

Considerando un periodo de retorno de 100 años, se obtuvo como resultado un caudal máximo de 2278.6 m³/s. El hidrograma en la descarga se muestra a continuación.

Gráfico 16: Hidrograma de la situación futura de la cuenca del Rio Chaco para un periodo de retorno de 100 años



Modelo HEC-HMS

4.3. COMPARACION

Se realizó un cuadro comparativo para visualizar mejor el aumento de caudales entre los dos escenarios, considerando los periodos de retorno analizados.

Tabla 5: Cuadro comparativo de caudales para los diferentes escenarios

Periodo de retorno	Situación actual	Situación futura	Porcentaje en que aumentan los caudales
25 años	921.1 m3/s	1510.2 m3/s	61%
50 años	1190.6 m3/s	1887.3 m3/s	63%
100 años	1478.2 m3/s	2278.6 m3/s	65%

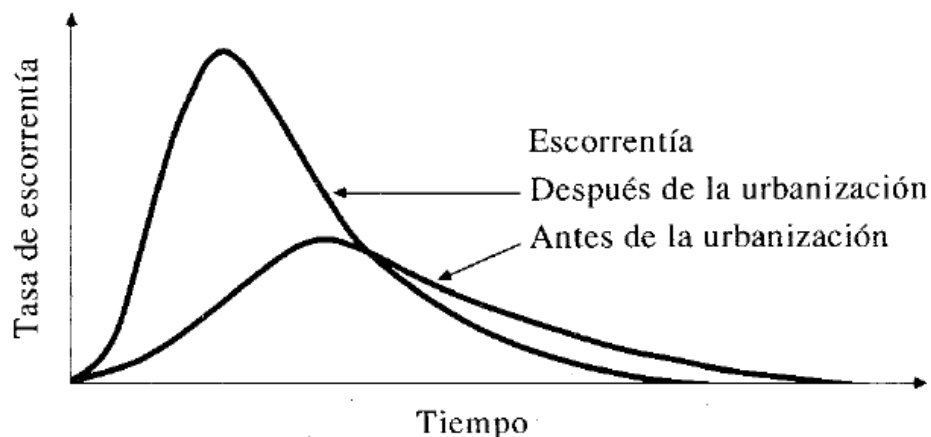
Como se puede observar, debido a la impermeabilización de la cuenca por la urbanización, los caudales han aumentado un 63% en promedio.

5. PROBLEMAS

El proceso de urbanización de la cuenca, trae consigo una serie de inconvenientes debido al cambio en la respuesta hidrológica de la cuenca. El impacto más común de la urbanización se muestra en la siguiente figura. El hidrograma de la situación inicial con la situación post-desarrollo difieren en ciertos puntos importantes:

1. El volumen de escorrentía es mayor debido a la impermeabilización de la cuenca por el proceso urbano.
2. El tiempo de concentración disminuye, debido a las mayores velocidades del agua a través de un drenaje artificial menos rugoso.
3. El caudal máximo es mayor como resultado de los puntos 1 y 2.

Gráfico 17: Influencia de la urbanización en la cuenca urbana

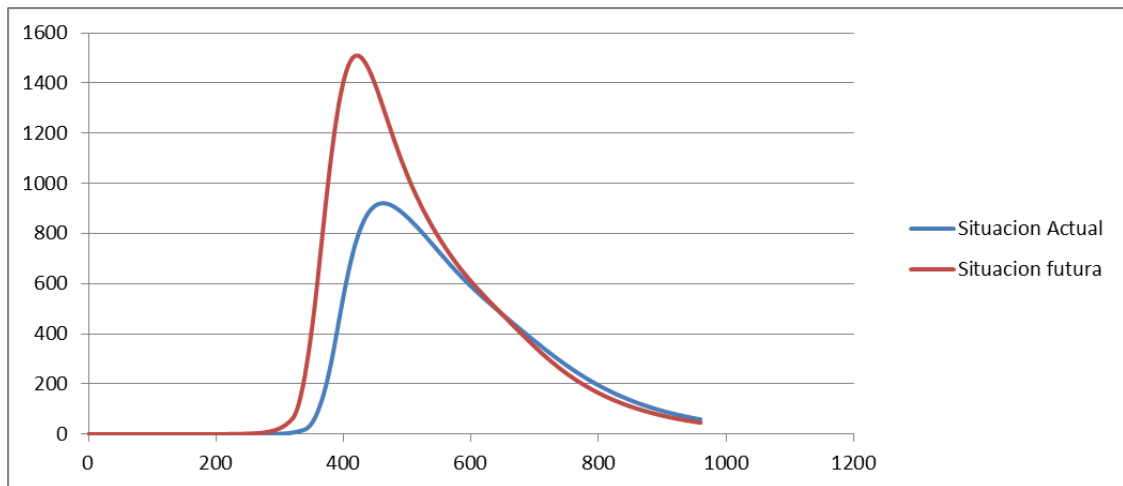


Tomado: Hidrología Aplicada

La cuenca del río Chaco, al ser urbanizada, sufrirá un cambio en su respuesta hidrológica. En el siguiente Gráfico, se muestra la comparación entre la

situación actual y la situación futura (post-desarrollo) de la cuenca del presente trabajo, para un periodo de retorno de 25 años.

Gráfico 18: Influencia de la urbanización en la cuenca del río Chaco para un periodo de retorno de 25 años



Si se comparan los hidrogramas, que son las respuestas de la cuenca a la situación actual y a una situación futura, que considera un incremento en la impermeabilización de la cuenca, se puede observar que no hay mucha diferencia en el tiempo pico de los hidrogramas. Esto se debe a la metodología utilizada en la determinación de los hidrogramas unitarios. En ésta, el tiempo de retardo de la cuenca es una función de la pendiente, de la longitud del cauce y del CN. La variación del CN entre la primera y segunda situación no influye de manera determinante en la estimación de este tiempo. Lo que ocurrirá en la realidad cuando se urbanice la cuenca y se construyan las estructuras de drenaje es que los tiempos de concentración se reduzcan considerablemente, por lo que la respuesta de la cuenca será más rápida y los caudales pico, mayores aun que los estimados en los cálculos realizados.

El aumento de caudales en la cuenca, debido al proceso urbanístico, puede traer consigo, dos escenarios problemáticos. El primero, altos costos de los

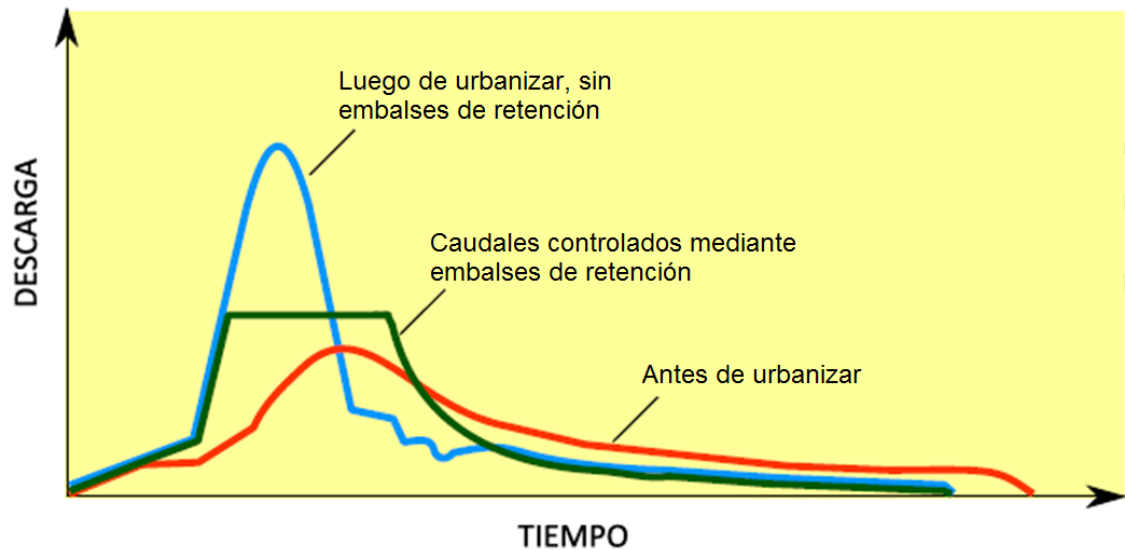
sistemas de drenaje, por lo que los de la urbanización se encarecerán. El segundo escenario, sería que las urbanizaciones aguas abajo sufran de inundaciones.

En el primer caso, los altos costos serían reflejo directo del aumento de los caudales debido a la impermeabilización de la cuenca. A medida que avance el proceso urbanístico, el sistema necesario para drenar los caudales irá incrementando su sección, y así hasta llegar a la descarga final. Esto se da a medida que la cuenca se va urbanizando.

En el segundo escenario, las inundaciones sería un problema grave. Se define inundación al cubrimiento temporal por agua de un área que normalmente no se encuentra cubierta. (Escuder et al., 2010) Este, es el desastre natural más destructivo, considerando el número de víctimas y las consecuencias económicas. (Escuder et al., 2010) Cuando la cuenca se va urbanizando de aguas abajo hacia aguas arriba, los sistemas de drenaje de las urbanizaciones aguas abajo, se van diseñando considerando que el área de la cuenca aguas arriba se encuentra en estado natural, con una gran capacidad de infiltración. Más al irse urbanizando las zonas aguas arriba de estas, aumentan los caudales de escorrentía, debido a que el pavimento reduce el nivel de infiltración y presenta una menor rugosidad que el suelo natural, y los sistemas diseñados previamente quedan sin capacidad, provocando así que estas urbes sufran de problemas de inundaciones.

Por esta razón, es necesario tomar medidas para evitar ambos escenarios. Es necesario regular los caudales provenientes de la cuenca urbana, y en lo posible, que luego de implementar las medidas necesarias, los caudales provenientes de la cuenca urbana se aproximen a los que se tenían cuando la cuenca estaba en estado natural.

Gráfico 19: Influencia de las medidas para regular caudales en los hidrogramas.



Tomado: Strategies of urban flood risk management – WP3

6. SOLUCIONES

En el capítulo anterior, se discutió los problemas que ocasionan los procesos urbanísticos en las cuencas, en la generación de caudales de escurrimiento superficial. Por esta razón, se ha planteado diferentes alternativas para solucionarlos. Para esto se plantea la utilización de medidas estructurales de contención inicial, para aumentar el área permeable, así disminuir el CN y los caudales de esta cuenca, como también medidas aguas abajo, como embalses, para regular los caudales provenientes de partes significativas de la cuenca. Se plantean las siguientes alternativas de solución:

- A. Contención aguas abajo. Se plantean 4 subalternativas.
- B. Contención inicial. Se plantean 2 subalternativas.
- C. Contención inicial + contención aguas abajo. Se plantea una alternativa con las subalternativas tipo 1 y tipo 2, que generen la máxima reducción.

Para todas las soluciones planteadas, el análisis hidrológico se lo realizó para una frecuencia de 25 años.

6.1. SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE CONTENCIÓN AGUAS ABAJO (A)

Se determinó varios sitios en donde podrían ser ubicadas las soluciones estructurales de contención inicial. Algunas de estas fueron descartadas, debido a que estas estaban ubicadas en quebradas, con poca capacidad de regulación.

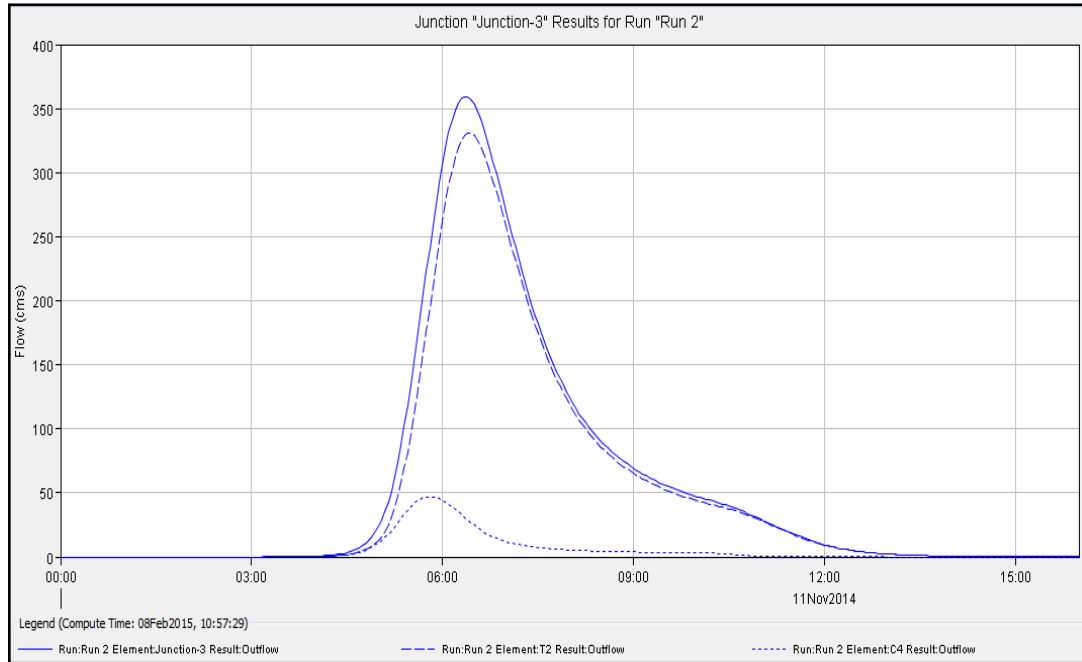
6.1.1. SUBALTERNATIVA A1

Como primera alternativa, se ubicó un lugar estratégico que, de ser posible, regulará 5 subcuencas de la cuenca principal (C1, C2, C3, C4, y C5).

El embalse tiene una extensión aproximada de 184 ha. Al definir como cota de cierre la 35 msnm, es necesario construir dos diques para formar el embalse. El primero ubicado en el lado norte con una longitud de 397 m y con una altura máxima de 6m, y el otro al este con una longitud de 269m y altura máxima de 9m. En este último se ubicará un vertedor. En el plano 4 se encuentra la ubicación de este embalse. El área que este ocuparía, está ubicado en un sector aun no habitado, encontrándose en estado natural.

El caudal máximo de entrada al embalse, es de aproximadamente 359.4 m³/s. A continuación se muestra el hidrograma hasta el punto de interés, el cual fue calculado para las condiciones futuras.

Gráfico 20: Hidrograma de entrada al embalse - SubalternativaA1.



Modelo HEC-HMS

Se realizó el cálculo de las áreas y volúmenes para cada cota, para así poder realizar el tránsito a través del embalse. Estas se muestran a continuación.

Tabla 6: Áreas y volúmenes del embalse de la subalternativa A1.

Cotas (msnm)	Área (m2)	Volumen (m3)	Volumen Acumulado (m3)
26	2,289.42		
27	3,824.55	3,056.98	3,056.98
28	67,500.29	35,662.42	38,719.40
29	188,519.34	128,009.81	166,729.21
30	422,959.07	305,739.20	472,468.42

31	618,616.91	520,787.99	993,256.41
32	966,489.01	792,552.96	1,785,809.37
33	1,265,301.90	1,115,895.46	2,901,704.83
34	1,588,826.84	1,427,064.37	4,328,769.20
35	1,842,033.56	1,715,430.20	6,044,199.40

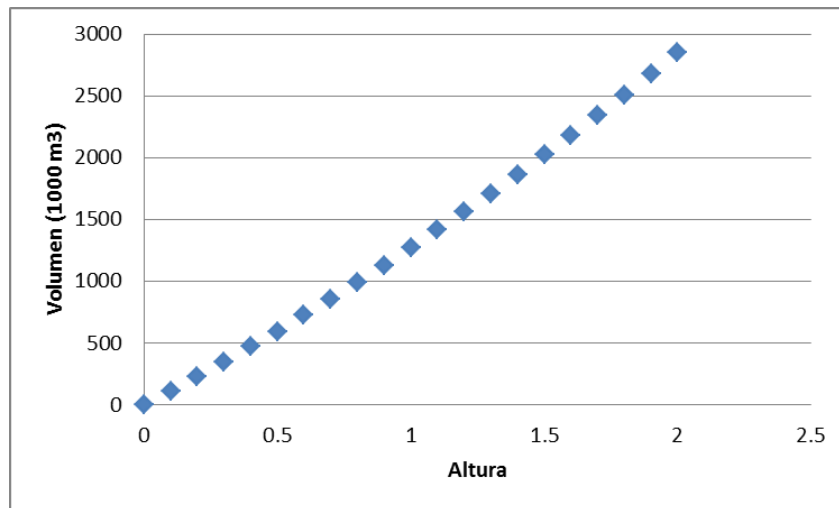
Se propuso un vertedor de 10 m de longitud, como obra de excedencia. La cresta del vertedor se ubicó a la cota 32.5 msnm. Utilizando estos datos, se determinó las Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal, las cuales se muestran a continuación. Se consideró un volumen de almacenamiento 0 hasta la cota 32.5 msnm.

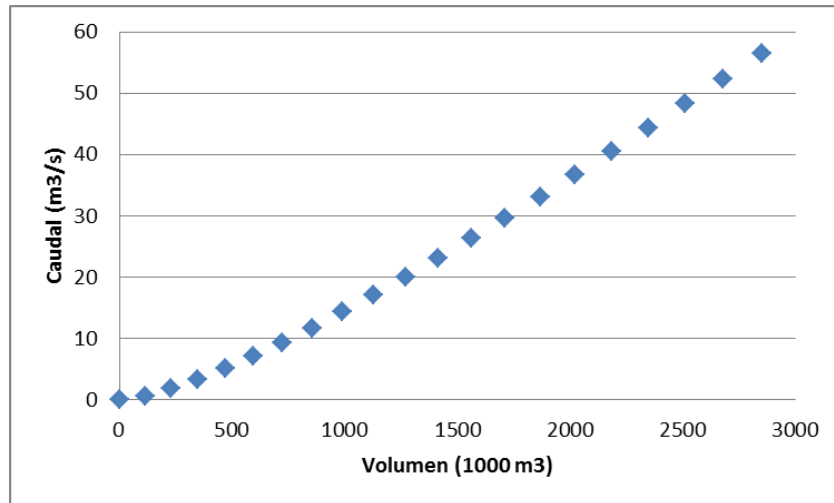
Tabla 7: Cálculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A1)

L	10				
h (m)	Q (m ³ /s)	Cota (msnm)	Área (m ²)	Volumen (m ³)	Volumen acumulado (m ³)
	0	32.5	1,115,895.46	0	0
0.1	0.63	32.6	1,145,776.74	113,083.61	113,083.61
0.2	1.79	32.7	1175658.032	116,071.74	229,155.35
0.3	3.29	32.8	1205539.321	119,059.87	348,215.22
0.4	5.06	32.9	1235420.609	122,048.00	470,263.21
0.5	7.07	33	1265301.898	125,036.13	595,299.34
0.6	9.30	33.1	1297654.392	128,147.81	723,447.15
0.7	11.71	33.2	1330006.886	131,383.06	854,830.22
0.8	14.31	33.3	1362359.38	134,618.31	989,448.53
0.9	17.08	33.4	1394711.874	137,853.56	1,127,302.09

1	20.00	33.5	1427064.369	141,088.81	1,268,390.90
1.1	23.07	33.6	1459416.863	144,324.06	1,412,714.97
1.2	26.29	33.7	1491769.357	147,559.31	1,560,274.28
1.3	29.64	33.8	1524121.851	150,794.56	1,711,068.84
1.4	33.13	33.9	1556474.345	154,029.81	1,865,098.65
1.5	36.74	34	1588826.839	157,265.06	2,022,363.71
1.6	40.48	34.1	1614147.511	160,148.72	2,182,512.42
1.7	44.33	34.2	1639468.183	162,680.78	2,345,193.21
1.8	48.30	34.3	1664788.855	165,212.85	2,510,406.06
1.9	52.38	34.4	1690109.527	167,744.92	2,678,150.98
2	56.57	34.5	1715430.198	170,276.99	2,848,427.97

Gráfico 21: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - Subalternativa A1





Para el cálculo de los caudales de excedencia se utilizó la siguiente ecuación

$$Q = CLH^{3/2}$$

Q= Caudal (m3/s)

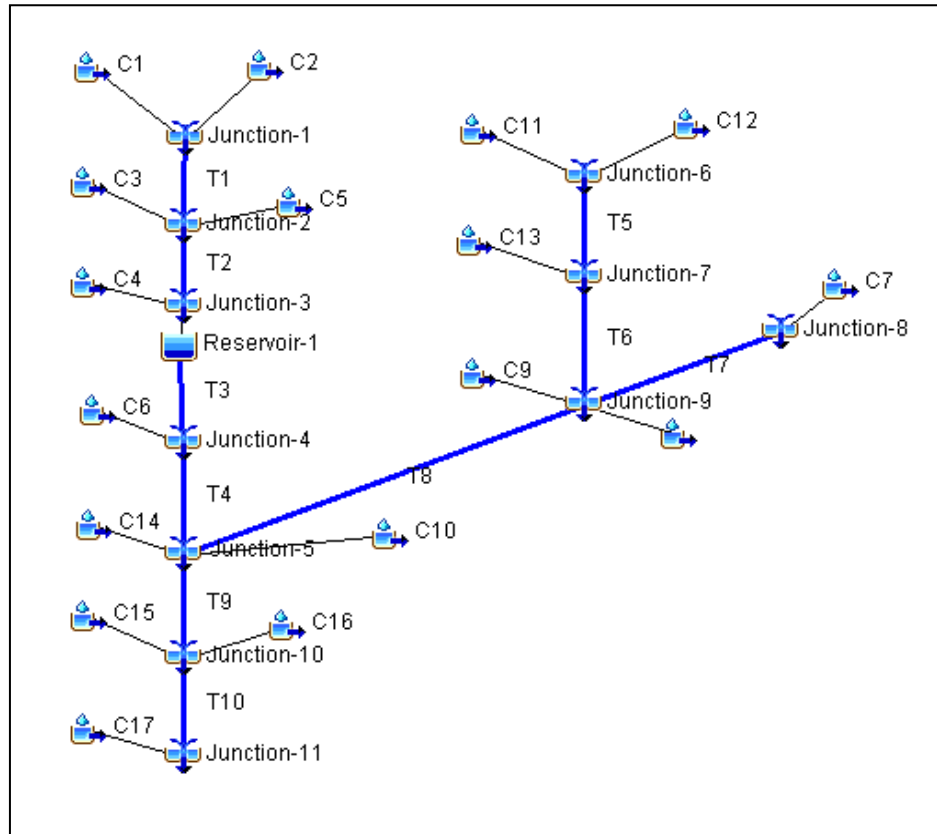
C= Coeficiente de descarga (2.0)

L= Longitud del vertedor (10 m)

H= Carga sobre el vertedor (m)

Utilizando el programa HEC-HMS, se realizó la simulación hidrológica para el tránsito de la avenida a través del embalse. La estructura de drenaje de la cuenca, incluido el embalse, se muestra a continuación.

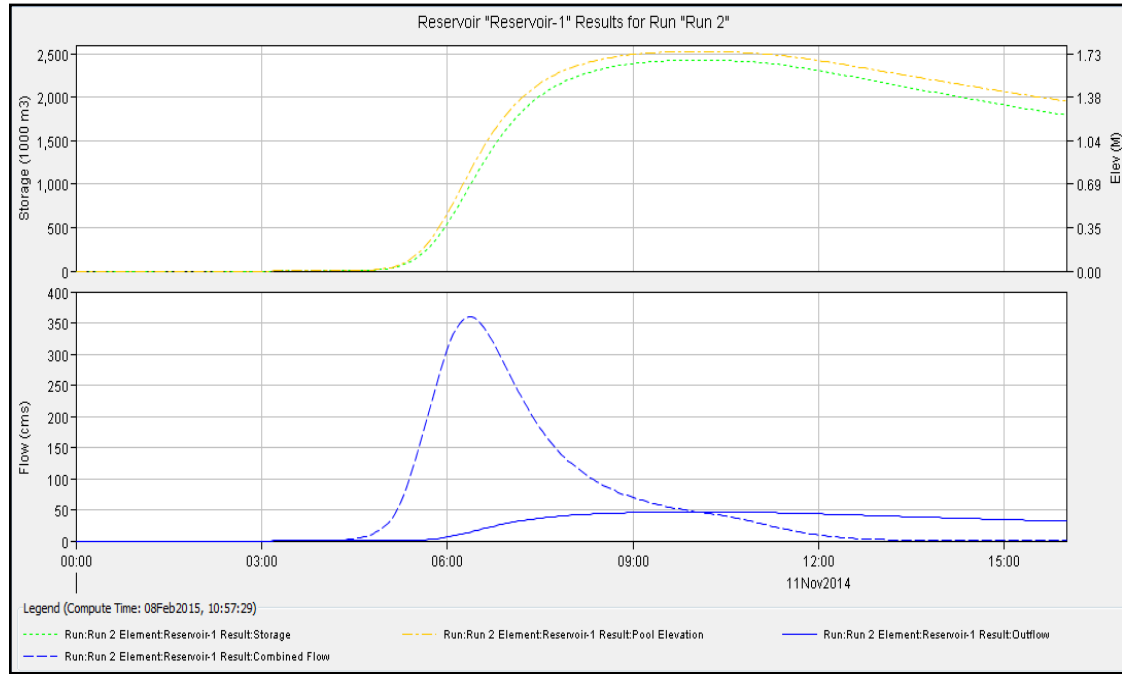
Gráfico 22: Estructura del sistema de drenaje incluyendo el embalse



Modelo HEC-HMS

Se obtuvo que el embalse produce una regulación de un 87% del caudal máximo de entrada. A continuación se muestra el hidrograma de entrada y salida del embalse, y la cota máxima a la que el agua llegaría, sobre la cota del vertedor.

Gráfico 23: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua



Modelo HEC-HMS

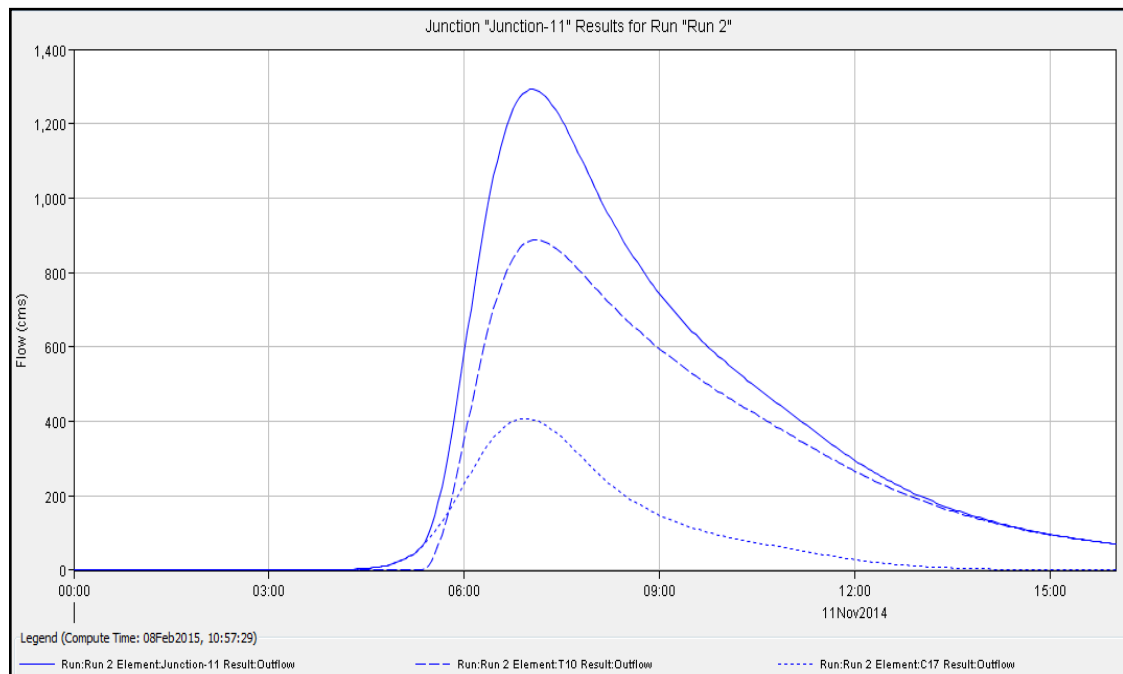
Tabla 8: Datos del embalse

Subalternativa A1	
Qentrada	359.4 m3/s
Qsalida	46.3 m3/s
Cota max del agua sobre la cresta del vertedor	1.7 m
Elevación	34.2 msnm
Almacenamiento máximo	2425.9 (1000m3)

Esta alternativa produjo una disminución en el pico de la descarga de la cuenca en el Rio Daule, dando como resultado, 1292.3 m3/s, para lo cual el embalse ha producido una disminución de 14% del caudal calculado para la situación futura.

A continuación se muestra el hidrograma de salida. A pesar de la disminución del caudal en la descarga, estos valores siguen siendo altos.

Gráfico24: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación



Modelo HEC-HMS

6.1.2. SUBALTERNATIVA A2

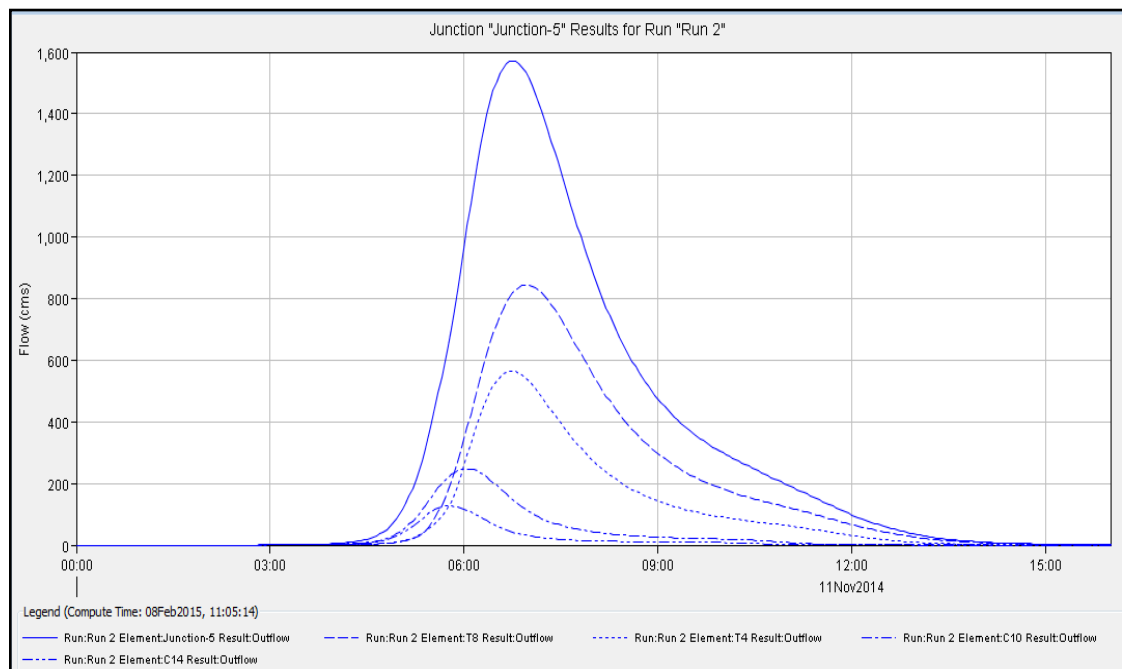
Esta alternativa se realizó considerando un área mayor, en las cotas más bajas de la cuenca, ubicada en un sector en donde regulara a 14 subcuencas (C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10, C11, C12, C13, y C14)

Este se encuentra al oeste de la urbanización llamada Mi Lote. En el plano 4 se muestra la ubicación del embalse. El área para el embalse no afecta a ninguna urbanización existente, ya que esta se encuentra en estado natural.

El embalse tendría una extensión superficial de 501 ha aproximadamente. La cota de cierre es la 17 msnm, y es necesario realizar dos diques para formar el

embalse. El primero en el lado norte de una longitud aproximada de 703m y con una altura máxima de 2m, y el otro al este de 301m, con una altura máxima de 5m. En este último se ubicará un vertedor de 150 m de longitud. El caudal máximo de ingreso al embalse, es de aproximadamente 1572 m³/s. A continuación se muestra el hidrograma hasta el punto de interés.

Gráfico 25: Hidrograma hasta el embalse - Subalternativa A2



Modelo HEC-HMS

Se realizó el cálculo de las áreas y volúmenes por cada cota, para así poder realizar el tránsito a través del embalse. Estos valores se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 9: Áreas y volúmenes del embalse de la subalternativa A2

Cotas (msnm)	Área (m2)	Volumen (m3)	Volumen Acumulado (m3)
9	14,112.59		
10	27,185.61	20,649.10	20,649.10
11	46,106.73	36,646.17	57,295.27
12	109,272.95	77,689.84	134,985.11
13	295,301.20	202,287.07	337,272.19
14	729,569.48	512,435.34	849,707.53
15	1,750,246.85	1,239,908.17	2,089,615.69
16	3,995,148.29	2,872,697.57	4,962,313.27
17	5,010,631.28	4,502,889.79	9,465,203.05

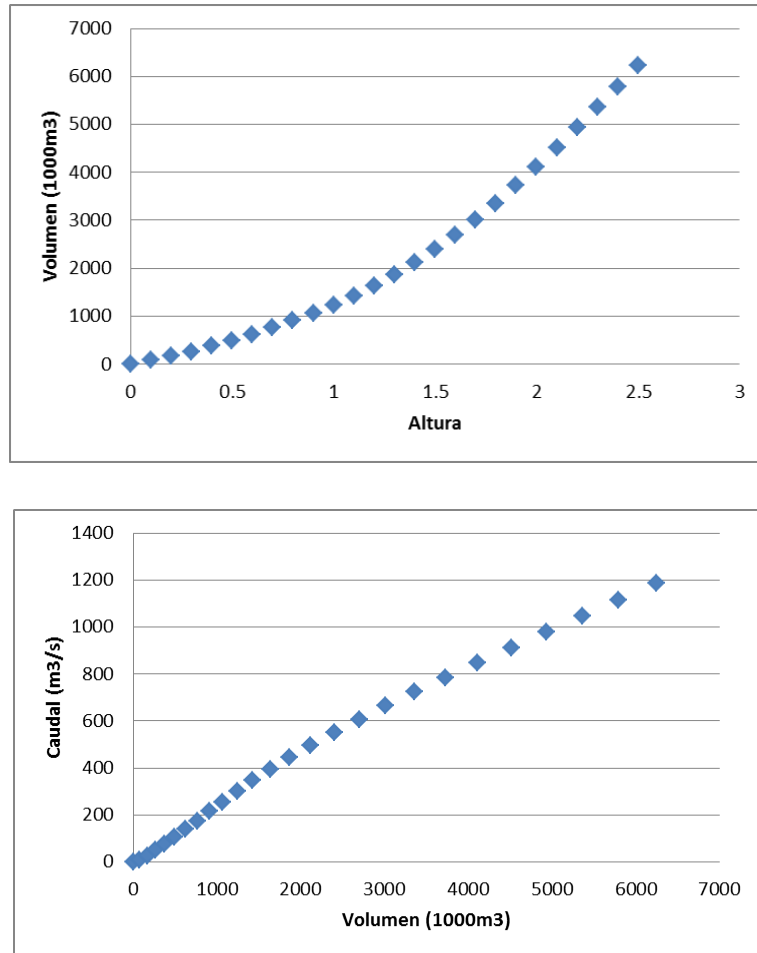
Se propuso un vertedor de 150 m de longitud, para la salida del flujo del embalse. Este se ubicó a la cota 14 msnm. Utilizando estos datos, se determinó las Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal, las cuales se muestran a continuación. Se consideró un volumen de almacenamiento 0 hasta la cota 14 msnm.

Tabla 10: Cálculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A2)

L	150				
h (m)	Q (m3/s)	Cota (msnm)	Área (m2)	Volumen (m3)	Volumen acumulado (m3)
0	0	14	729,569.48	0	0
0.1	9.49	14.1	831,637.22	78,060.33	78,060.33
0.2	26.83	14.2	933,704.96	88,267.11	166,327.44

0.3	49.30	14.3	1,035,772.69	98,473.88	264,801.33
0.4	75.89	14.4	1,137,840.43	108,680.66	373,481.98
0.5	106.07	14.5	1,239,908.17	118,887.43	492,369.41
0.6	139.43	14.6	1,341,975.90	129,094.20	621,463.62
0.7	175.70	14.7	1,444,043.64	139,300.98	760,764.59
0.8	214.66	14.8	1,546,111.38	149,507.75	910,272.34
0.9	256.14	14.9	1,648,179.11	159,714.52	1,069,986.87
1	300.00	15	1,750,246.85	169,921.30	1,239,908.17
1.1	346.11	15.1	1,974,737.00	186,249.19	1,426,157.36
1.2	394.36	15.2	2,199,227.14	208,698.21	1,634,855.57
1.3	444.67	15.3	2,423,717.28	231,147.22	1,866,002.79
1.4	496.95	15.4	2,648,207.43	253,596.24	2,119,599.02
1.5	551.14	15.5	2,872,697.57	276,045.25	2,395,644.27
1.6	607.16	15.6	3,097,187.72	298,494.26	2,694,138.54
1.7	664.96	15.7	3,321,677.86	320,943.28	3,015,081.82
1.8	724.49	15.8	3,546,168.01	343,392.29	3,358,474.11
1.9	785.69	15.9	3,770,658.15	365,841.31	3,724,315.42
2	848.53	16	3,995,148.29	388,290.32	4,112,605.74
2.1	912.96	16.1	4,096,696.59	404,592.24	4,517,197.98
2.2	978.94	16.2	4,198,244.89	414,747.07	4,931,945.06
2.3	1046.44	16.3	4,299,793.19	424,901.90	5,356,846.96
2.4	1115.42	16.4	4,401,341.49	435,056.73	5,791,903.70
2.5	1185.85	16.5	4,502,889.79	445,211.56	6,237,115.26

Gráfico 26: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - Subalternativa A2



Para el cálculo de los caudales de excedencia se utilizó la siguiente ecuación

$$Q = CLH^{3/2}$$

Q= Caudal (m³/s)

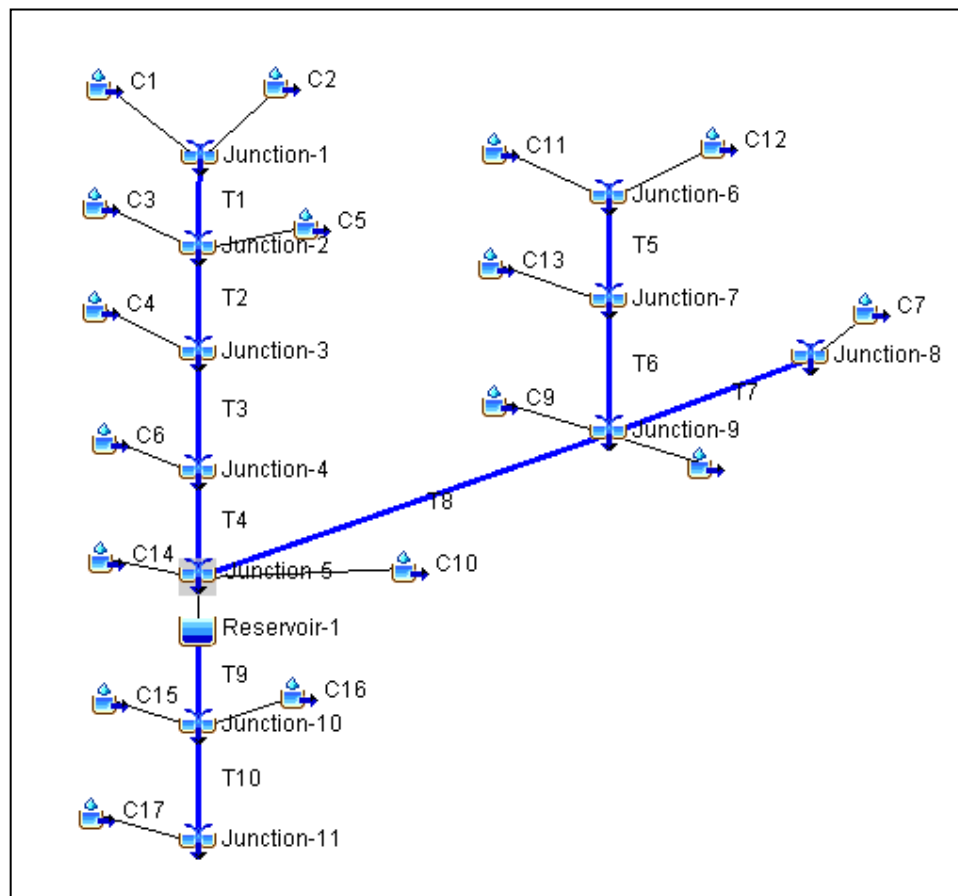
C= Coeficiente de descarga (2.0)

L= Longitud del vertedor (150 m)

H= Carga sobre el vertedor (m)

Utilizando el programa HEC-HMS, se realizó la simulación hidrológica para el tránsito de la avenida a través del embalse. La estructura de drenaje de la cuenca, incluido el embalse, se muestra a continuación.

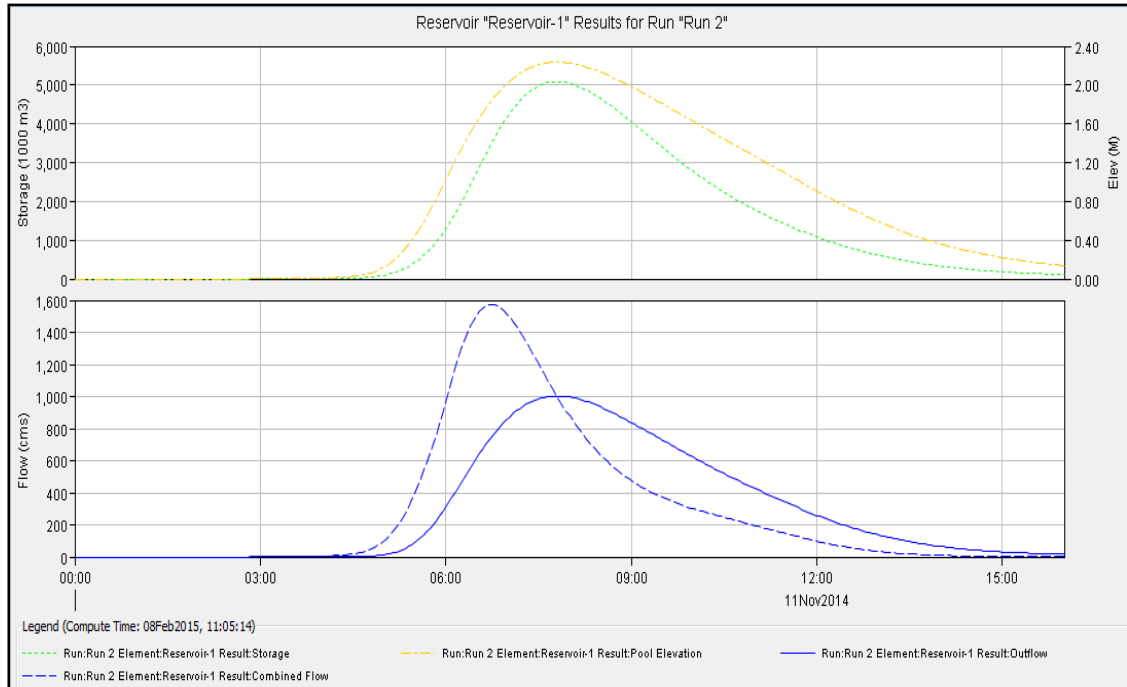
Gráfico 27: Estructura del sistema de drenaje incluyendo el embalse



Modelo HEC-HMS

Se obtuvo que el embalse produce una regulación de un 36% del caudal de entrada. A continuación se muestra el hidrograma de entrada y salida del embalse, y la cota máxima a la que el agua llegaría, sobre la cota del vertedor.

Gráfico 28: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua



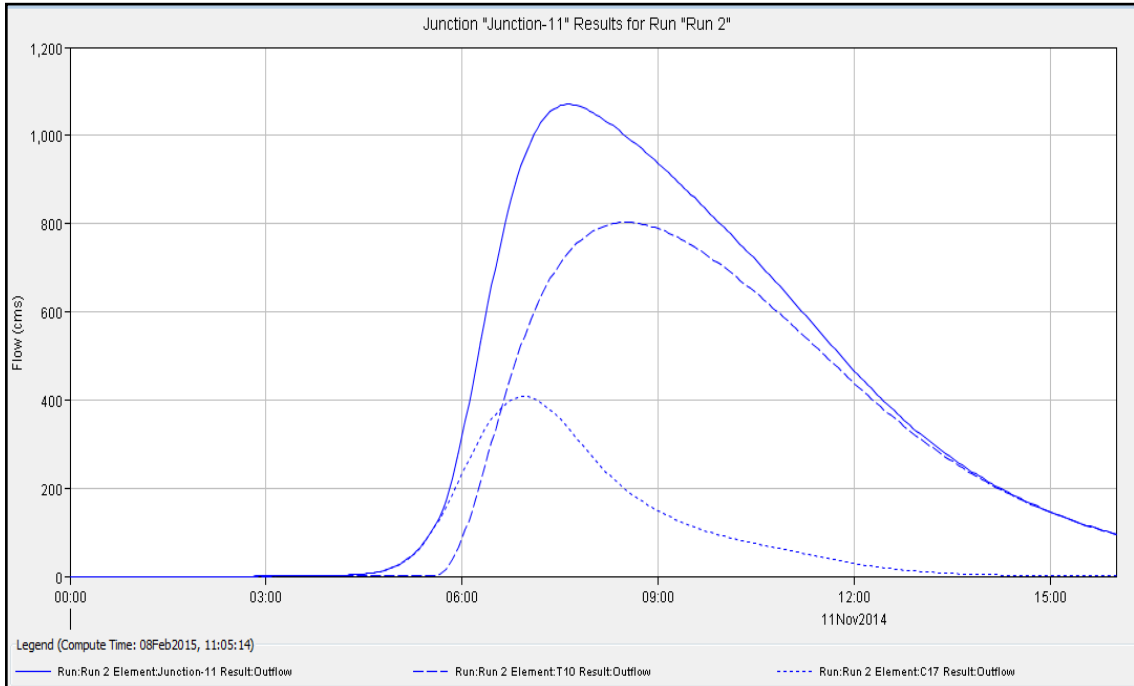
Modelo HEC-HMS

Tabla 11: Datos del embalse

Subalternativa A2	
Qentrada	1571.8 m3/s
Qsalida	1003.7 m3/s
Cota max del agua sobre la cresta del vertedor	2.2 m
Elevación	16.2 msnm
Almacenamiento máximo	5088.2 (1000m3)

Esta alternativa generó una disminución en el caudal pico de la descarga final, dando como resultado, para la cuenca en estudio, 1070.5 m3/s, por lo cual el embalse produjo una disminución de 29% del caudal calculado para la situación futura. A continuación se muestra el hidrograma de salida.

Gráfico29: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación



Modelo HEC-HMS

6.1.3. SUBALTERNATIVA A3

Para esta subalternativa, se consideró el mismo embalse descrito en la subalternativa 2, con unos ligeros cambios. En esta solución, se analizó la posibilidad de cambiar el vertedor por una serie de ductos de 4x3m. Para la generación de la curva de descarga de estas estructuras, se consideró el comportamiento de esta como vertedor hasta una altura determinada y luego como un orificio.

Se calculó el caudal para 30 ductos de las dimensiones antes especificadas, cuyos invert están ubicados a la cota 12 msnm. Utilizando estos datos, se determinó las Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal, las cuales se

muestran a continuación. Se consideró un volumen de almacenamiento 0 hasta la cota 12 msnm.

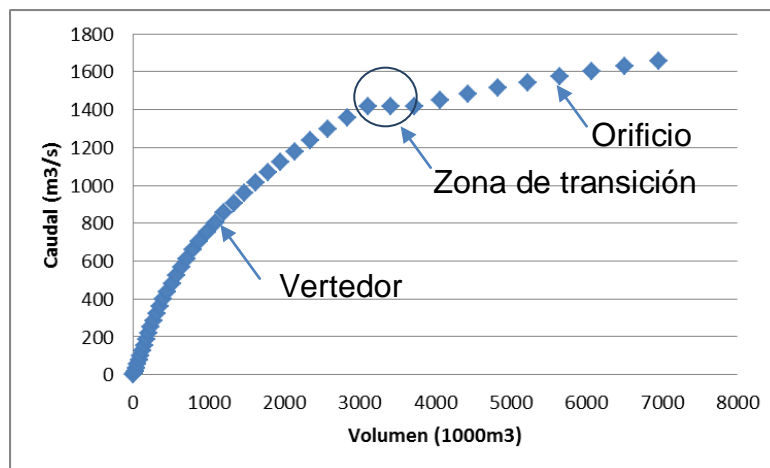
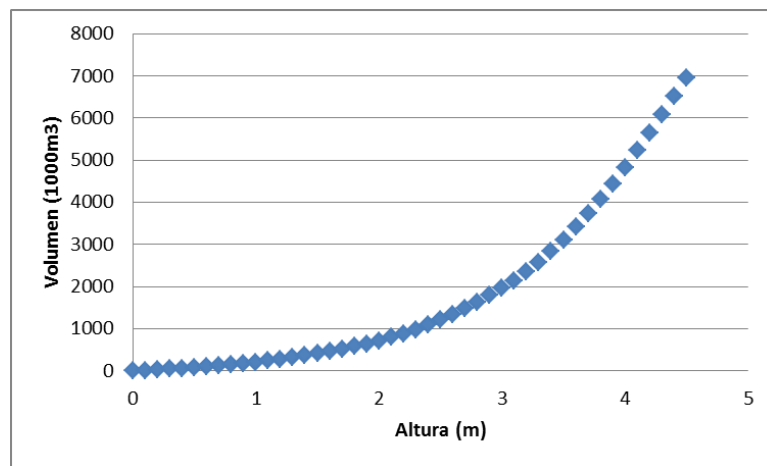
Tabla 12: Calculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A3)

Cantidad	30				
h (m)	Q (m3/s)	Cota (msnm)	Área (m2)	Volumen (m3)	Volumen acumulado (m3)
0	0	12	109,272.95	0	0
0.1	6.83	12.1	127,875.78	11,857.44	11,857.44
0.2	19.32	12.2	146,478.60	13,717.72	25,575.16
0.3	35.49	12.3	165,081.42	15,578.00	41,153.16
0.4	54.64	12.4	183,684.25	17,438.28	58,591.44
0.5	76.37	12.5	202,287.07	19,298.57	77,890.01
0.6	100.39	12.6	220,889.90	21,158.85	99,048.85
0.7	126.50	12.7	239,492.72	23,019.13	122,067.99
0.8	154.56	12.8	258,095.55	24,879.41	146,947.40
0.9	184.42	12.9	276,698.37	26,739.70	173,687.10
1	216.00	13	295,301.20	28,599.98	202,287.07
1.1	249.20	13.1	338,728.03	31,701.46	233,988.54
1.2	283.94	13.2	382,154.86	36,044.14	270,032.68
1.3	320.16	13.3	425,581.68	40,386.83	310,419.51
1.4	357.80	13.4	469,008.51	44,729.51	355,149.02
1.5	396.82	13.5	512,435.34	49,072.19	404,221.21
1.6	437.15	13.6	555,862.17	53,414.88	457,636.09
1.7	478.77	13.7	599,289.00	57,757.56	515,393.64

1.8	521.63	13.8	642,715.82	62,100.24	577,493.88
1.9	565.70	13.9	686,142.65	66,442.92	643,936.81
2	610.94	14	729,569.48	70,785.61	714,722.42
2.1	657.33	14.1	831,637.22	78,060.33	792,782.75
2.2	704.84	14.2	933,704.96	88,267.11	881,049.86
2.3	753.43	14.3	1,035,772.69	98,473.88	979,523.74
2.4	803.10	14.4	1,137,840.43	108,680.66	1,088,204.40
2.5	853.81	14.5	1,239,908.17	118,887.43	1,207,091.83
2.6	905.55	14.6	1,341,975.90	129,094.20	1,336,186.03
2.7	958.30	14.7	1,444,043.64	139,300.98	1,475,487.01
2.8	1012.02	14.8	1,546,111.38	149,507.75	1,624,994.76
2.9	1066.72	14.9	1,648,179.11	159,714.52	1,784,709.28
3	1122.37	15	1,750,246.85	169,921.30	1,954,630.58
3.1	1178.95	15.1	1,974,737.00	186,249.19	2,140,879.77
3.2	1236.46	15.2	2,199,227.14	208,698.21	2,349,577.98
3.3	1294.87	15.3	2,423,717.28	231,147.22	2,580,725.20
3.4	1354.17	15.4	2,648,207.43	253,596.24	2,834,321.44
3.5	1414.35	15.5	2,872,697.57	276,045.25	3,110,366.69
3.6	1416.00	15.6	3,097,187.72	298,494.26	3,408,860.95
3.7	1419.11	15.7	3,321,677.86	320,943.28	3,729,804.23
3.8	1451.00	15.8	3,546,168.01	343,392.29	4,073,196.52
3.9	1482.21	15.9	3,770,658.15	365,841.31	4,439,037.83
4	1512.77	16	3,995,148.29	388,290.32	4,827,328.15
4.1	1542.73	16.1	4,096,696.59	404,592.24	5,231,920.40

4.2	1572.12	16.2	4,198,244.89	414,747.07	5,646,667.47
4.3	1600.97	16.3	4,299,793.19	424,901.90	6,071,569.38
4.4	1629.30	16.4	4,401,341.49	435,056.73	6,506,626.11
4.5	1657.16	16.5	4,502,889.79	445,211.56	6,951,837.67

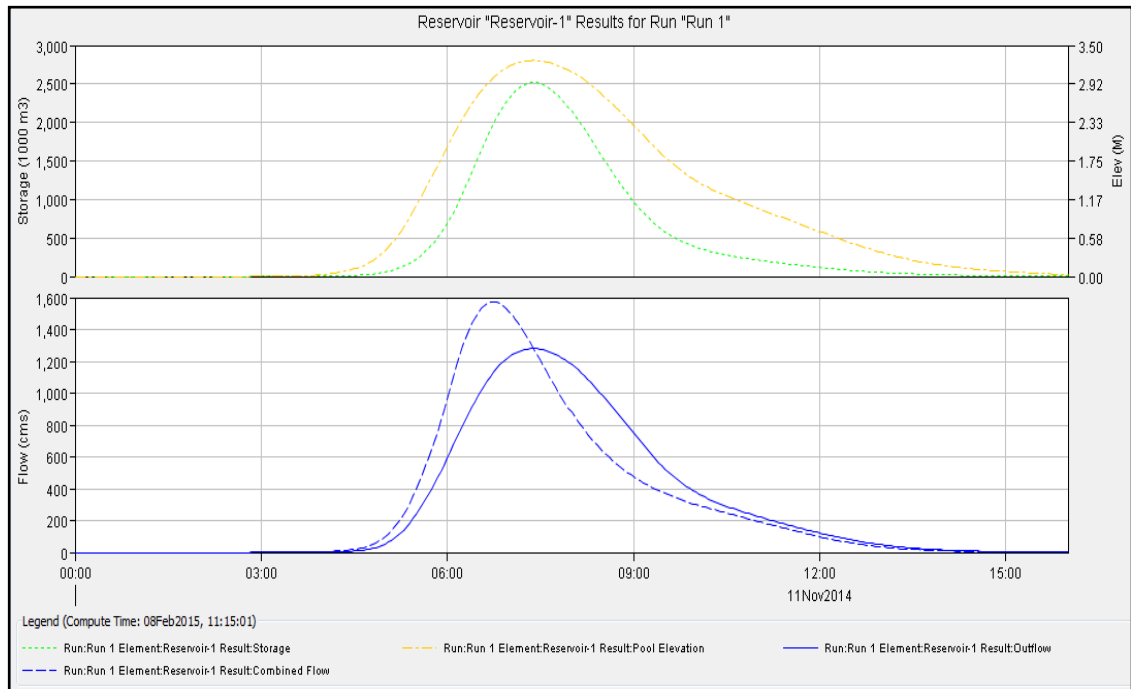
Gráfico30: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - Subalternativa A3



La simulación en el HEC-HMS, es similar a la alternativa anterior, con la única diferencia que los datos de las curvas a ingresar son distintos, por lo que la estructura del sistema de drenaje es la misma. Se obtuvo que el embalse

tiene una regulación de un 18% del caudal de entrada. A continuación se muestra el hidrograma de entrada y salida del embalse, y la cota máxima a la que el agua llegaría, sobre la cota invert del ducto.

Gráfico31: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua



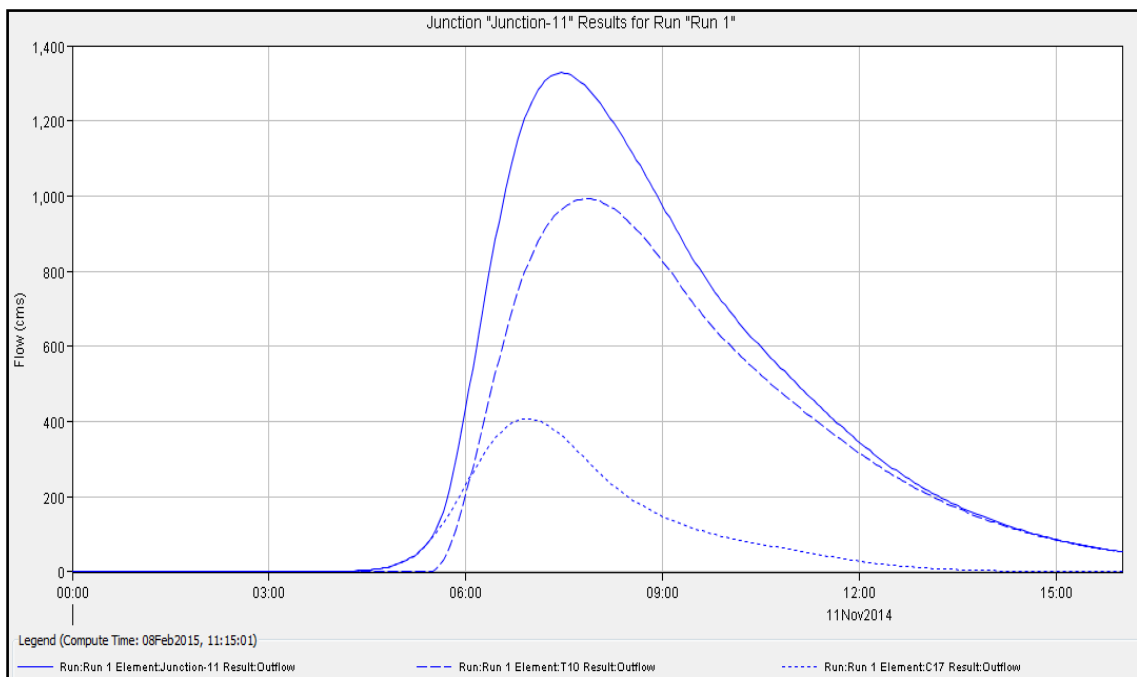
Modelo HEC-HMS

Tabla 13: Datos del embalse

Subalternativa A3	
Qentrada	1571.8 m ³ /s
Qsalida	1279.4 m ³ /s
Cota max del agua sobre el invert del ducto	3.3 m
Elevación	15.3 msnm
Almacenamiento máximo	2519.4 (1000m ³)

Esta alternativa generó una disminución en el caudal en la descarga, dando como resultado, para la cuenca en estudio, 1327.6 m³/s, para lo cual el embalse ha producido una disminución de 12% del caudal calculado para la situación futura. A continuación se muestra el hidrograma de salida.

Gráfico32: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación



Modelo HEC-HMS

La estructura de descarga de la obra de almacenamiento más eficiente, desde el punto de vista hidráulico, es el vertedor.

6.1.4. SUBALTERNATIVA A4

Esta solución es una combinación entre la subalternativaA1 y A2. Se planteó la posibilidad de realizar dos embalses que regulen los caudales en la cuenca urbana, y así disminuir significativamente estos valores, semejándose así, a los valores que esta tendría si estuviese en estado natural. La ubicación y las

características de los diques no han variado, más, en el vertedor de la alternativa 2, se vio la posibilidad de disminuir su longitud, y así reducir costos de construcción.

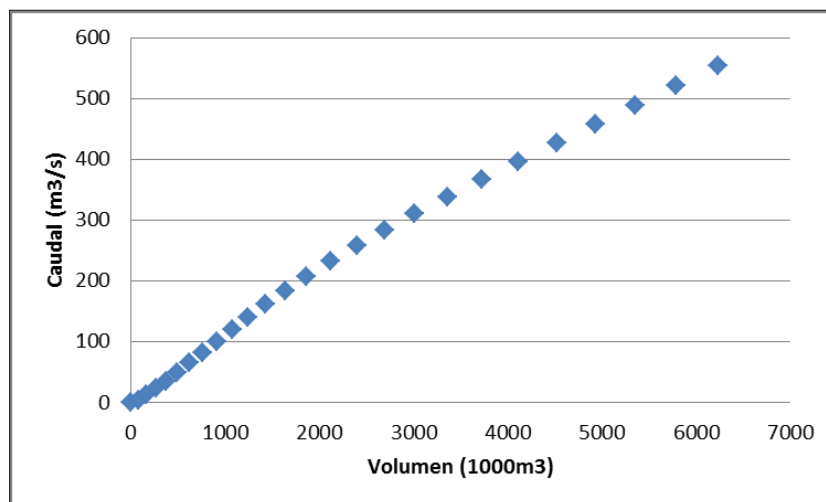
Para el embalse de la subalternativaA1, las curvas Volumen-Caudal y Altura-Volumen, se mantienen intactas, sin modificación alguna. Para el embalse de la subalternativaA2, como ya se mencionó, se disminuyó la longitud del vertedor, de 150m a 70m. A continuación, se muestran el cálculo de las curvas.

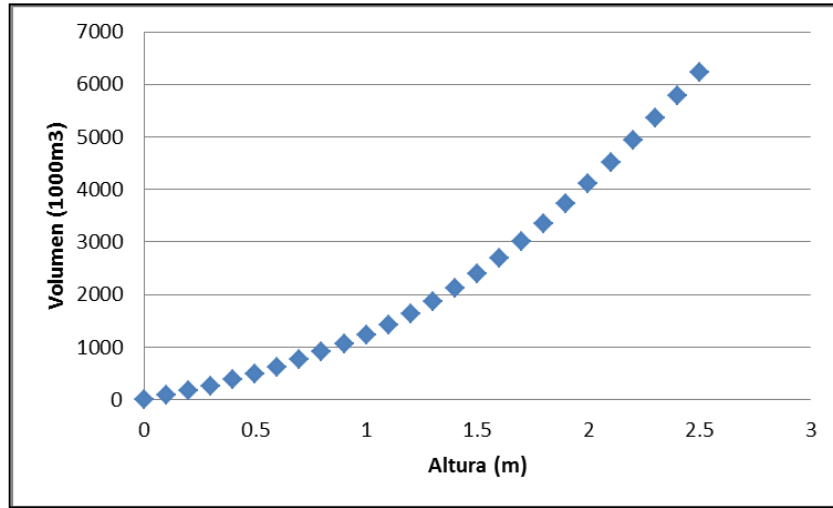
Tabla 14: Calculo de las curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal (A4)

L	70				
h (m)	Q (m3/s)	Cota (msnm)	Área (m2)	Volumen (m3)	Volumen acumulado (m3)
0	0	14	729,569.48	0	0
0.1	4.43	14.1	831,637.22	78,060.33	78,060.33
0.2	12.52	14.2	933,704.96	88,267.11	166,327.44
0.3	23.00	14.3	1,035,772.69	98,473.88	264,801.33
0.4	35.42	14.4	1,137,840.43	108,680.66	373,481.98
0.5	49.50	14.5	1,239,908.17	118,887.43	492,369.41
0.6	65.07	14.6	1,341,975.90	129,094.20	621,463.62
0.7	81.99	14.7	1,444,043.64	139,300.98	760,764.59
0.8	100.18	14.8	1,546,111.38	149,507.75	910,272.34
0.9	119.53	14.9	1,648,179.11	159,714.52	1,069,986.87
1	140.00	15	1,750,246.85	169,921.30	1,239,908.17
1.1	161.52	15.1	1,974,737.00	186,249.19	1,426,157.36
1.2	184.03	15.2	2,199,227.14	208,698.21	1,634,855.57
1.3	207.51	15.3	2,423,717.28	231,147.22	1,866,002.79

1.4	231.91	15.4	2,648,207.43	253,596.24	2,119,599.02
1.5	257.20	15.5	2,872,697.57	276,045.25	2,395,644.27
1.6	283.34	15.6	3,097,187.72	298,494.26	2,694,138.54
1.7	310.31	15.7	3,321,677.86	320,943.28	3,015,081.82
1.8	338.09	15.8	3,546,168.01	343,392.29	3,358,474.11
1.9	366.66	15.9	3,770,658.15	365,841.31	3,724,315.42
2	395.98	16	3,995,148.29	388,290.32	4,112,605.74
2.1	426.05	16.1	4,096,696.59	404,592.24	4,517,197.98
2.2	456.84	16.2	4,198,244.89	414,747.07	4,931,945.06
2.3	488.34	16.3	4,299,793.19	424,901.90	5,356,846.96
2.4	520.53	16.4	4,401,341.49	435,056.73	5,791,903.70
2.5	553.40	16.5	4,502,889.79	445,211.56	6,237,115.26

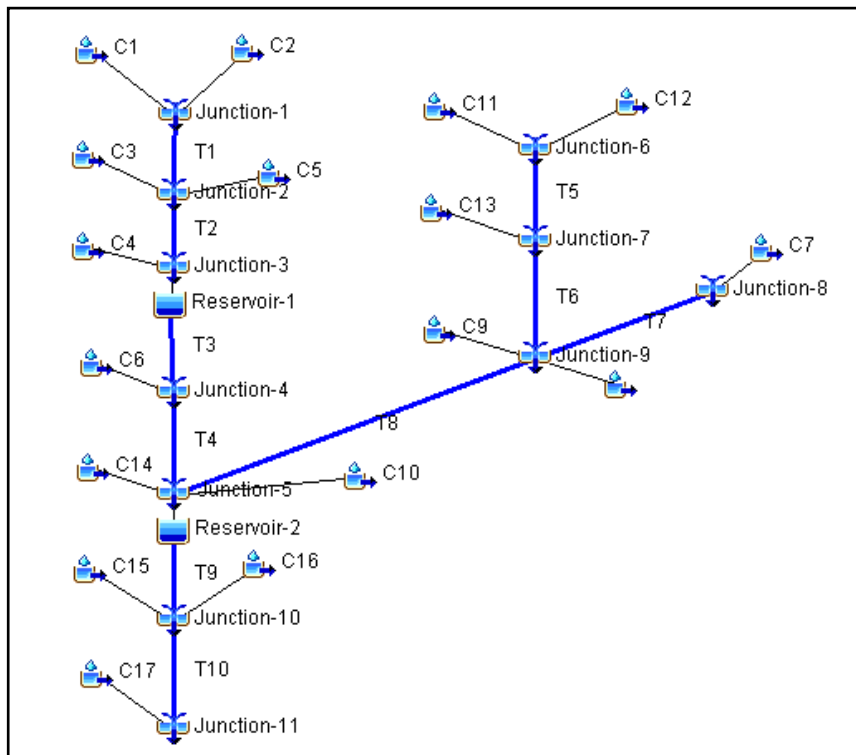
Gráfico 33: Curvas Altura-Volumen y Volumen-Caudal - SubalternativaA4





La estructura del sistema de drenaje de esta solución se presenta en el siguiente Gráfico, mostrando los dos embalses propuestos.

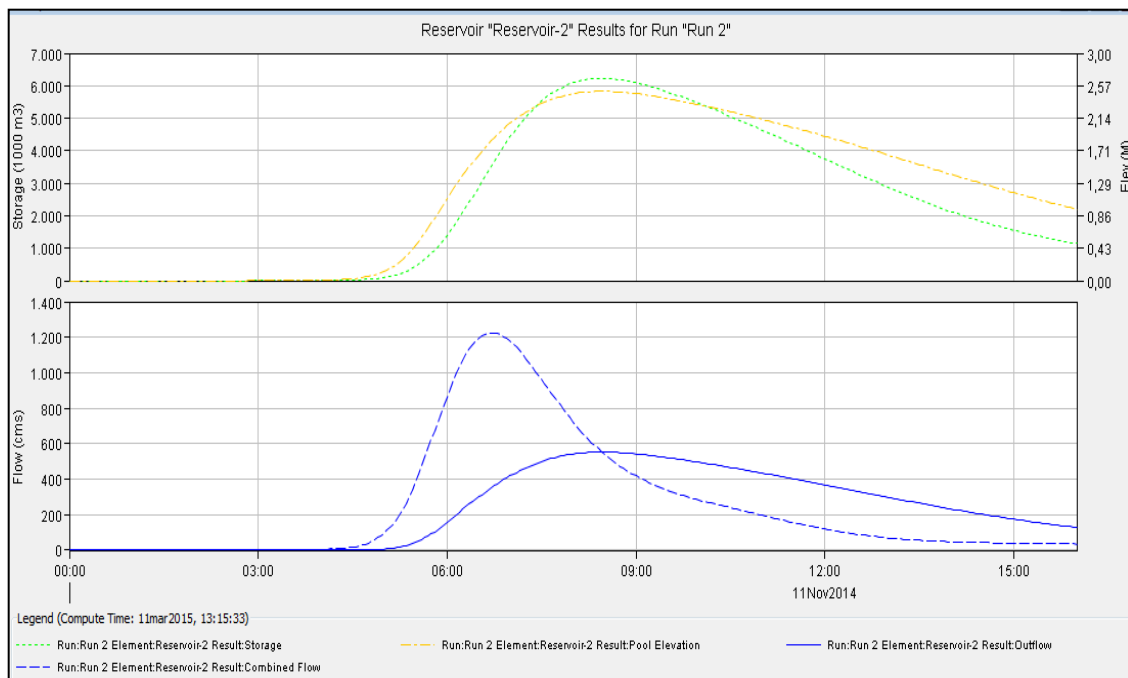
Gráfico34: Estructura del sistema de drenaje incluyendo el embalse



Modelo HEC-HMS

El embalse de la subalternativaA1, no se modifica, por lo que genera la misma reducción del pico del hidrograma. El embalse de la subalternativaA2, se modificó al reducir la longitud del vertedor de 150 m 70 m, como ya se ha indicado, lo cual cambio las curvas a utilizarse. Por otro lado, el caudal de entrada, también fue modificado, ya que este recibió una regulación anterior por parte del primer embalse. Todo esto produjo una la reducción del pico del hidrograma de un 55% del caudal de entrada. A continuación se muestra el hidrograma de entrada y salida del embalse, y la cota máxima a la que el agua llegaría, sobre la cota del vertedor.

Gráfico35: Hidrograma de entrada y salida del embalse y elevación del agua



Modelo HEC-HMS

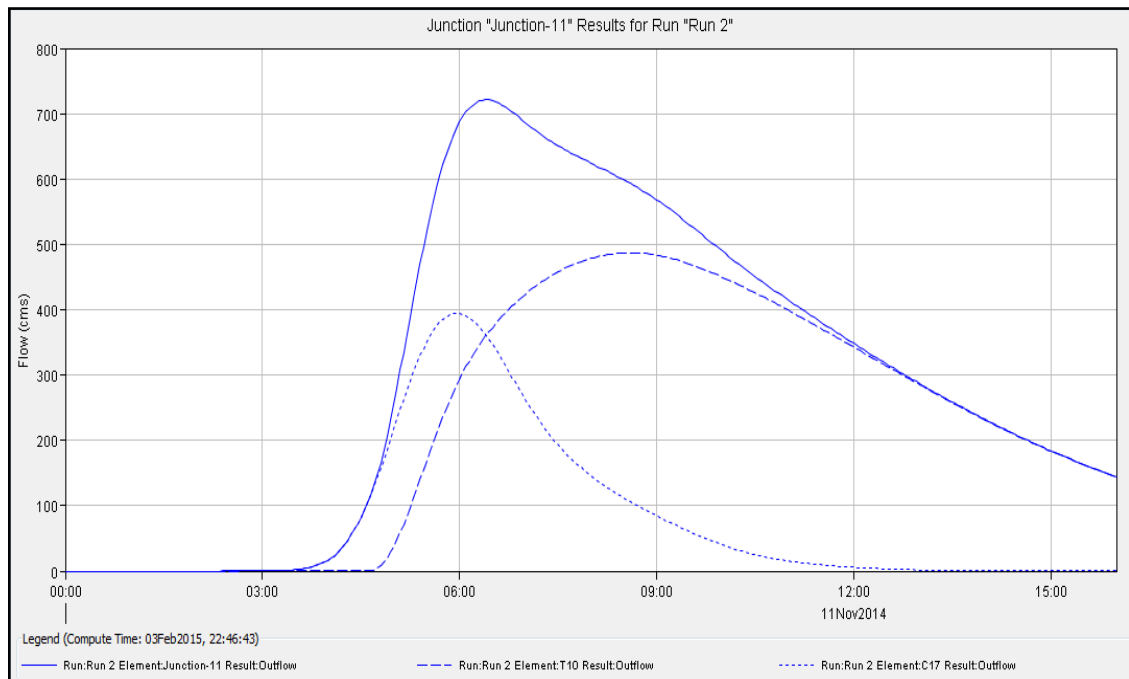
Tabla 15: Datos del embalse

SubalternativaA4	
Qentrada	1224.7 m3/s

Qsalida	552.7 m ³ /s
Cota max del agua sobre la cresta del vertedor	2.5 m
Elevación	16.5 msnm
Almacenamiento máximo	6227.5 (1000m ³)

Con esta alternativa el caudal pico estimado del hidrograma final de la cuenca (en la descarga) es 755.0 m³/s, lo que representa una reducción del 50% con respecto al pico del hidrograma sin el empleo de los embalses de regulación. A continuación se muestra el hidrograma de salida.

Gráfico36: Hidrograma de salida de la cuenca utilizando los embalses de regulación



Modelo HEC-HMS

Este resultado es bastante satisfactorio debido a la gran disminución del caudal proveniente de la cuenca urbana. Esta solución, regula gran parte del caudal,

hasta llegar al punto de que este valor es menor que el de la situación actual, donde alrededor del 80% de la cuenca está en estado natural.

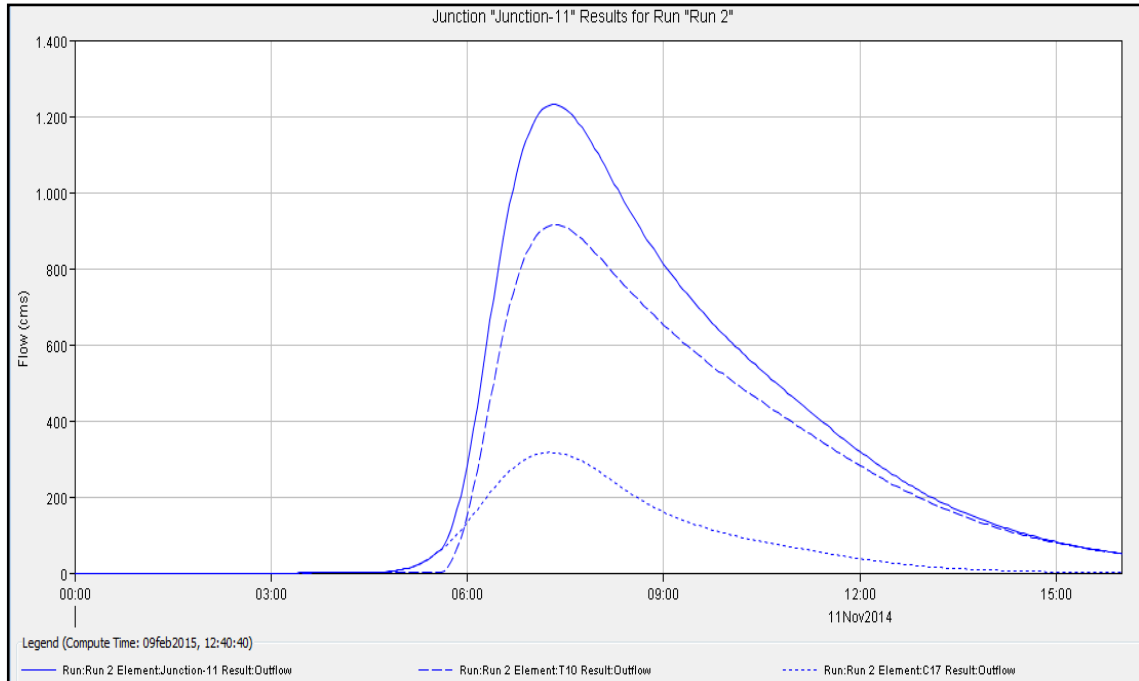
6.2. SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE CONTENCION INICIAL (B)

Las medidas estructurales de contención inicial, como se comentó en el capítulo 2, son aquellas que buscan reducir los picos de los caudales antes que estos lleguen al sistema de drenaje. Se plantea en esta alternativa la utilización de estas medidas de forma que aumente el área permeable, reduciendo así el CN y por ende los caudales.

Con esto se planteó dos escenarios, implementando tantas áreas verdes, y medidas necesarias para reducir el CN a 75 y para reducir el CN a 70. Las medidas a utilizarse son las mencionadas en el capítulo 2. La reducción dependerá de la magnitud y el número de unidades a emplearse. En la literatura técnica se encuentran estudios en los que hay aproximaciones en la definición de la reducción del coeficiente CN en función del tipo y cantidad de unidades a utilizarse.

Si se reduce el CN a 75, los caudales disminuyen en un 18%, siendo el caudal en la descarga de 1231.9 m³/s. El hidrograma en la salida se muestra a continuación.

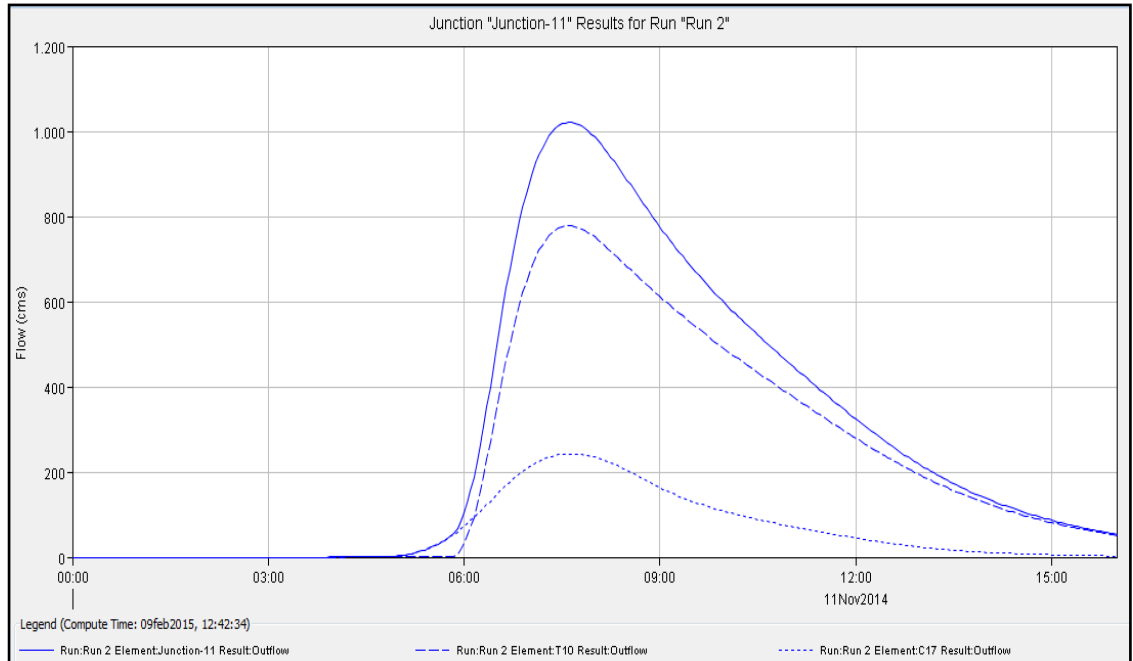
Gráfico37: Hidrograma en la salida – CN 75



Modelo HEC-HMS

Si se reduce el CN a 70, los caudales disminuyen en un 32%, siendo el caudal en la descarga de 1020.8 m³/s. El hidrograma en la salida se muestra a continuación.

Gráfico38:Hidrograma en la salida – CN 70



Modelo HEC-HMS

6.3. COMBINACION DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE CONTENCIÓN INICIAL MAS CONTENCIÓN AGUAS ABAJO (C)

Se analizan dos subalternativas, combinando las soluciones estructurales de contención inicial y aguas abajo. Se considero la alternativa de contención aguas abajo que haya generado una mayor reducción del caudal pico en la descarga final, la cual es la subalternativa A4.

C1: Contención inicial CN75 + subalternativa A4

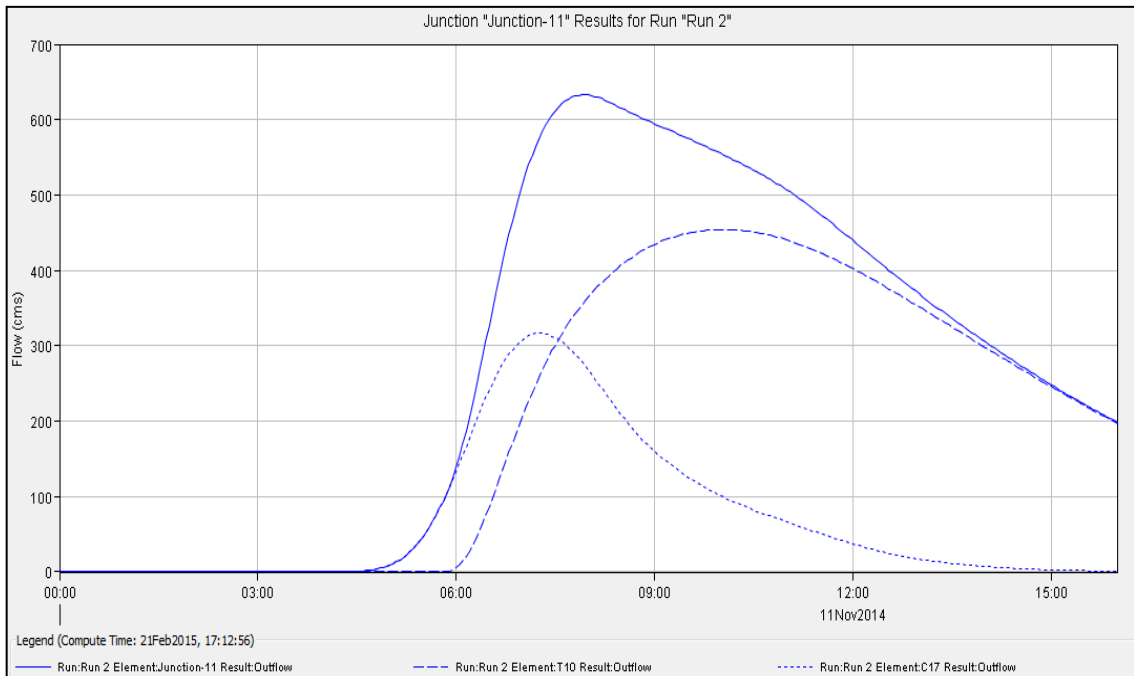
C1: Contención inicial CN70 + subalternativa A4

6.3.1. SUBALTERNATIVA C1

En esta alternativa se analizo la posibilidad de una combinación de los embalses propuestos en la subalternativa A4, con varias medidas de contención

inicial que reduzcan el CN a 75. Esto produjo una reducción del pico del 58%, dando un caudal máximo en la descarga de 633.0 m³/s. A continuación se muestra el hidrograma en la descarga.

Gráfico 39: Hidrograma en la salida – Subalternativa C1

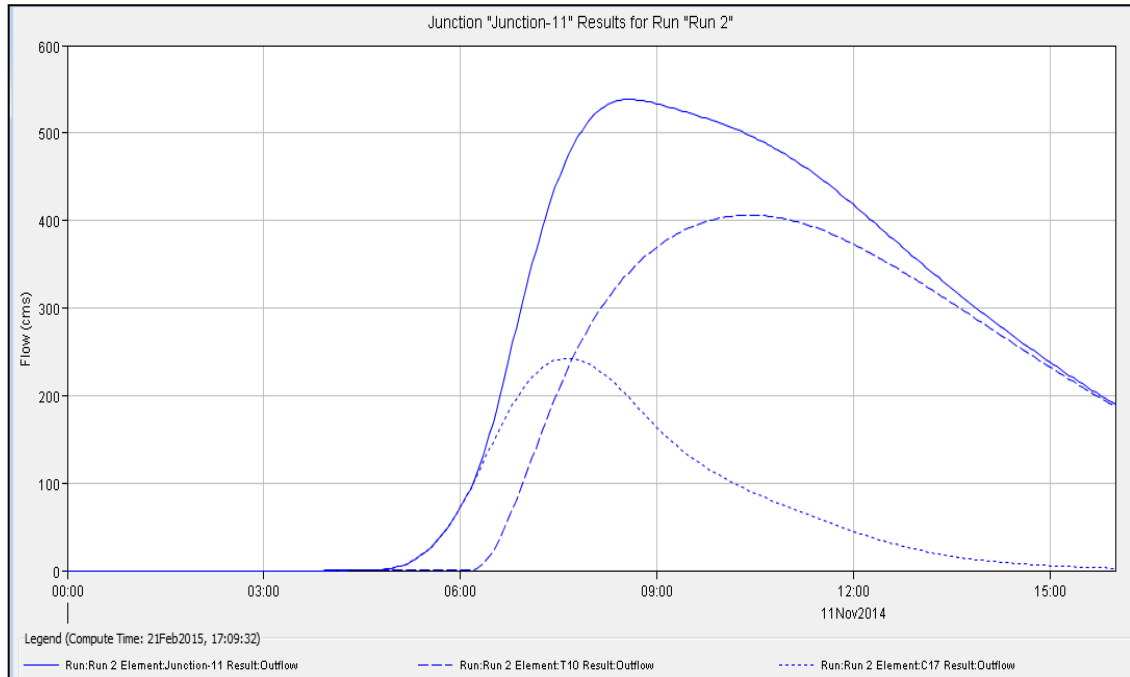


Modelo HEC-HMS

6.3.2. SUBALTERNATIVA C2

Así como en la alternativa anterior, se analizó la posibilidad de una combinación de los embalses propuestos en la subalternativa A4, con varias medidas de contención inicial que reduzcan el CN a 70. Esto produjo una reducción del pico del 64%, dando un caudal máximo en la descarga de 538.4 m³/s. A continuación se muestra el hidrograma en la descarga.

Gráfico40: Hidrograma en la salida – Subalternativa C2



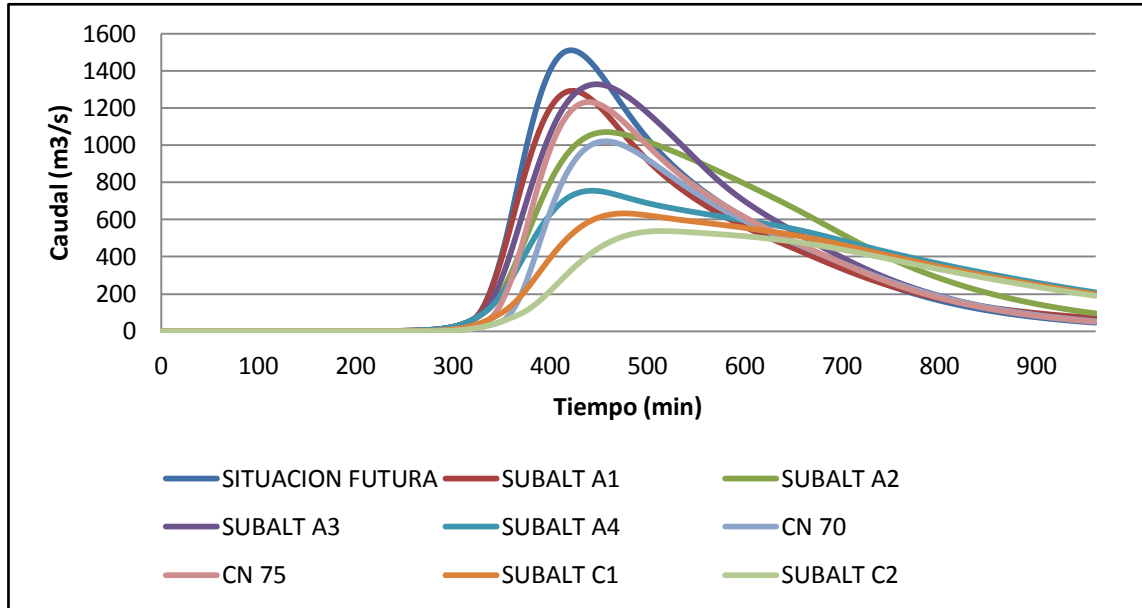
Modelo HEC-HMS

7. COMPARACION

Se efectuó una comparación de los hidrogramas de salidas de cada una de las alternativas, ya sea de contención inicial, como de contención aguas abajo. La subalternativa A1 a A4 son de contención aguas abajo, mientras los denominados CN70 y CN75 son de contención inicial. La combinación de ambos se denomina subalternativa C1 y C2.

Este gráfico muestra que la alternativa que más reduce los caudales de la cuenca urbana es la subalternativa C2, mientras que la que menos reduce es la subalternativa A3.

Gráfico41: Comparación de alternativas



Se preparó un cuadro comparativo, para poder visualizar de una mejor forma los resultados de las diferentes alternativas.

Tabla 16: Cuadro comparativo de las diferentes alternativas planteadas

Alternativa		Caudal en la descarga (m3/s)
Contención Aguas Abajo	A1	1292.3
	A2	1070.5
	A3	1327.6
	A4	755.0
Contención Inicial	CN75	1231.9
	CN70	1020.8
Combinación	C1	633.0
	C2	538.4

8. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha demostrado que las medidas de contención aguas abajo y las de contención inicial reducen considerablemente los picos de los hidrogramas del escurrimiento superficial, en este caso correspondiente a la cuenca del Rio Chaco.

Las medidas de contención aguas abajo, propuestas y simuladas en este trabajo, son fácilmente demostrables a través de los cálculos hidrológicos realizados. Esto significa que si se construyen los embalses de regulación, el pico de los hidrogramas se reduciría a los valores estimados en los cálculos. Lo anterior no puede ser demostrado para el cálculo de la contención inicial ya que de una forma general y gruesa se propone la reducción de los coeficientes de escurrimiento a partir del empleo de las medidas que ya han sido comentadas. La reducción del coeficiente CN, no es posible demostrarlo y sería conveniente promover investigaciones en esta línea.

De los resultados obtenidos, es muy importante destacar, que es necesario plantear regulaciones en la cuenca del Chaco, en aspectos relacionados con el drenaje de las aguas lluvias, ya que de no hacerlo, y manteniéndose el acelerado proceso de urbanización, se podrían presentar problemas serios de inundación, y este aumento de caudales inclusive podrían afectar al Rio Daule, receptor final de las aguas de escurrimiento superficial de la cuenca.

9. RECOMENDACIONES

Se recomienda profundizar en el estudio a través de metodologías que empleen análisis de riesgos, los cuales permitirán determinar la frecuencia óptima de diseño, y definir la solución más conveniente para la planificación del sistema de drenaje de la cuenca.

Promover la investigación, para determinar la reducción de la producción de caudales de escurrimiento superficial, empleando medidas de retención inicial.

Crear conciencia en las entidades encargadas de la planificación del desarrollo urbano, del alto impacto que tienen, en el costo de la urbanización, las obras de drenaje pluvial, y la necesidad de utilizar las medidas de reducción de los caudales pico, analizadas en el presente trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ Bravo, J.; y Pilar, J. (2003). En busca del “Impacto Hidrológico Cero” en resistencia. En *Facultad del Filosofía y letras: UBA*. Consultado el 28 de diciembre del 2014. Disponible en http://www.filo.uba.ar/contenidos/investigacion/institutos/geo/gaye/archivos_pdf/EnbuscadelimpactohidrológicoenResistencia.pdf
- ✓ Chow, V.; Maidment, D.; y Ways, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia.: McGraw-Hill.
- ✓ Escuder, I.; Morales, A.; Castillo, J.; y Perales, S. (2010). Strategies of urban flood risk management – WP3. En *Universidad Politécnica de Valencia*. Consultado el 28 de diciembre del 2014. Disponible en http://www.ipresas.upv.es/docs/2010_12_15_Memoria_SUFRI_WP3_borrador.pdf
- ✓ García, A. (1987). Medidas estructurales y medidas no estructurales de defensa frente a inundaciones. En Escuela de negocios. Consultado el 28 de Diciembre del 2014. Disponible en http://api.eoi.es/api_v1_dev.php/fedora/asset/eoi:45443/componente45441.pdf
- ✓ Hamill, L. (2011). *Understanding hydraulics*. New York, New York.:Palgrave Macmillan.
- ✓ Marriott, D.; y Saltzman, D. (2010). 2010 Stormwater Management Facility Monitoring Report. En *The City of Portland Oregon*. Consultado el 1 de Octubre del 2014. Disponible en <https://www.portlandoregon.gov/bes/article/417248>

- ✓ Pardo Canholi, A. (2005). *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo, Brasil.: Oficina de Textos.
- ✓ Pilar, C. (n.d.). Medidas no estructurales como alternativas de mitigación de riesgo hídrico de origen pluvial y fluvial. El caso de la ciudad de Residencia. En *Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres*. Consultado el 28 de diciembre del 2014. Disponible en <http://www.eird.org/estrategias/pdf/spa/doc15593/doc15593-contenido.pdf>
- ✓ Rauhermi. (2014). Laminación de avenidas en medio urbano. Depósitos de tormentas. En *Es el agua*. Consultado el 20 de diciembre del 2014. Disponible en <http://eselagua.com/2014/03/28/laminacion-de-avenidas-en-medio-urbano-depositos-de-tormentas/>
- ✓ Sánchez, J. (2013). Tránsito de hidrogramas. En *Universidad de Salamanca*. Consultado el 01 de enero del 2015. Disponible en http://hidrologia.usal.es/temas/Transito_Hidrogramas.pdf
- ✓ Springall, R. (n.d.). *Hidrología. Primera parte*. México.: UNAM
- ✓ Universidad Politécnica de Catalunya. (1996). *Diseño y operación de redes de colectores de aguas lluvias: Curso – Precongreso XVII latinoamericano de hidráulica*. Quito, Ecuador.: Autor.
- ✓ Universidad de Valladolid. (2014). *Modelamiento hidrológico con HEC-HMS (GEO-HMS): pronostico de crecidas*. España.: Autor.

ANEXOS

ANEXO 1: HIETOGRAMAS

ANEXO 2: PLANOS

PLANO 1: CUENCA Y SUBCUENCAS DE DRENAJE

PLANO 2: PROYECCION DE DESARROLLO

PLANO 3: UBICACIÓN DE ALTERNATIVAS

ANEXO 1: HIETOGRAMA**Periodo de retorno = 25 años**

Idtr= 8.00						
t	i	h	incremento	alternados	acumulado	adimensional
min	mm/h	mm				
10	138.98	23.16	23.16	0.59	0.59	0.004
20	112.40	37.47	14.30	0.61	1.20	0.008
30	99.27	49.64	12.17	0.63	1.83	0.011
40	90.90	60.60	10.96	0.64	2.47	0.016
50	84.89	70.74	10.15	0.66	3.14	0.020
60	80.28	80.28	9.54	0.68	3.82	0.024
70	76.58	89.34	9.06	0.71	4.53	0.028
80	73.51	98.01	8.67	0.73	5.26	0.033
90	69.65	104.47	6.46	0.76	6.02	0.038
100	64.17	106.95	2.47	0.79	6.80	0.043
110	59.58	109.23	2.29	0.82	7.62	0.048
120	55.68	111.37	2.13	0.85	8.47	0.053
130	52.32	113.36	2.00	0.89	9.35	0.059
140	49.39	115.24	1.88	0.93	10.28	0.065
150	46.81	117.02	1.78	0.97	11.25	0.071
160	44.52	118.71	1.69	1.02	12.28	0.077
170	42.47	120.32	1.61	1.08	13.36	0.084
180	40.62	121.86	1.54	1.15	14.51	0.091
190	38.95	123.33	1.47	1.22	15.73	0.099
200	37.42	124.74	1.41	1.31	17.04	0.107
210	36.03	126.10	1.36	1.41	18.45	0.116
220	34.75	127.41	1.31	1.54	19.99	0.126
230	33.57	128.68	1.26	1.69	21.68	0.136
240	32.47	129.90	1.22	1.88	23.56	0.148
250	31.46	131.08	1.18	2.13	25.69	0.161
260	30.51	132.23	1.15	2.47	28.16	0.177
270	29.63	133.34	1.11	8.67	36.83	0.231
280	28.81	134.42	1.08	9.54	46.37	0.291
290	28.03	135.48	1.05	10.96	57.34	0.360
300	27.30	136.50	1.02	14.30	71.64	0.450
310	26.61	137.50	1.00	23.16	94.80	0.595
320	25.96	138.47	0.97	12.17	106.97	0.672
330	25.35	139.42	0.95	10.15	117.12	0.736
340	24.77	140.35	0.93	9.06	126.18	0.792
350	24.22	141.25	0.91	6.46	132.64	0.833
360	23.69	142.14	0.89	2.29	134.92	0.847
370	23.19	143.01	0.87	2.00	136.92	0.860
380	22.71	143.86	0.85	1.78	138.70	0.871
390	22.26	144.69	0.83	1.61	140.31	0.881

t	i	h	incremento	alternados	acumulado	adimensional
min	mm/h	mm				
400	21.83	145.51	0.82	1.47	141.78	0.890
410	21.41	146.31	0.80	1.36	143.14	0.899
420	21.01	147.09	0.79	1.26	144.41	0.907
430	20.63	147.86	0.77	1.18	145.59	0.914
440	20.27	148.62	0.76	1.11	146.70	0.921
450	19.92	149.36	0.74	1.05	147.75	0.928
460	19.58	150.09	0.73	1.00	148.75	0.934
470	19.25	150.81	0.72	0.95	149.70	0.940
480	18.94	151.52	0.71	0.91	150.61	0.946
490	18.64	152.21	0.70	0.87	151.48	0.951
500	18.35	152.90	0.68	0.83	152.31	0.957
510	18.07	153.57	0.67	0.80	153.11	0.962
520	17.80	154.24	0.66	0.77	153.88	0.966
530	17.53	154.89	0.65	0.74	154.62	0.971
540	17.28	155.54	0.64	0.72	155.34	0.976
550	17.04	156.17	0.64	0.70	156.04	0.980
560	16.80	156.80	0.63	0.67	156.71	0.984
570	16.57	157.41	0.62	0.65	157.36	0.988
580	16.35	158.02	0.61	0.64	158.00	0.992
590	16.13	158.62	0.60	0.62	158.62	0.996
600	15.92	159.22	0.59	0.60	159.22	1.000

ANEXO 1: HIETOGRAMA**Periodo de retorno = 50 años**

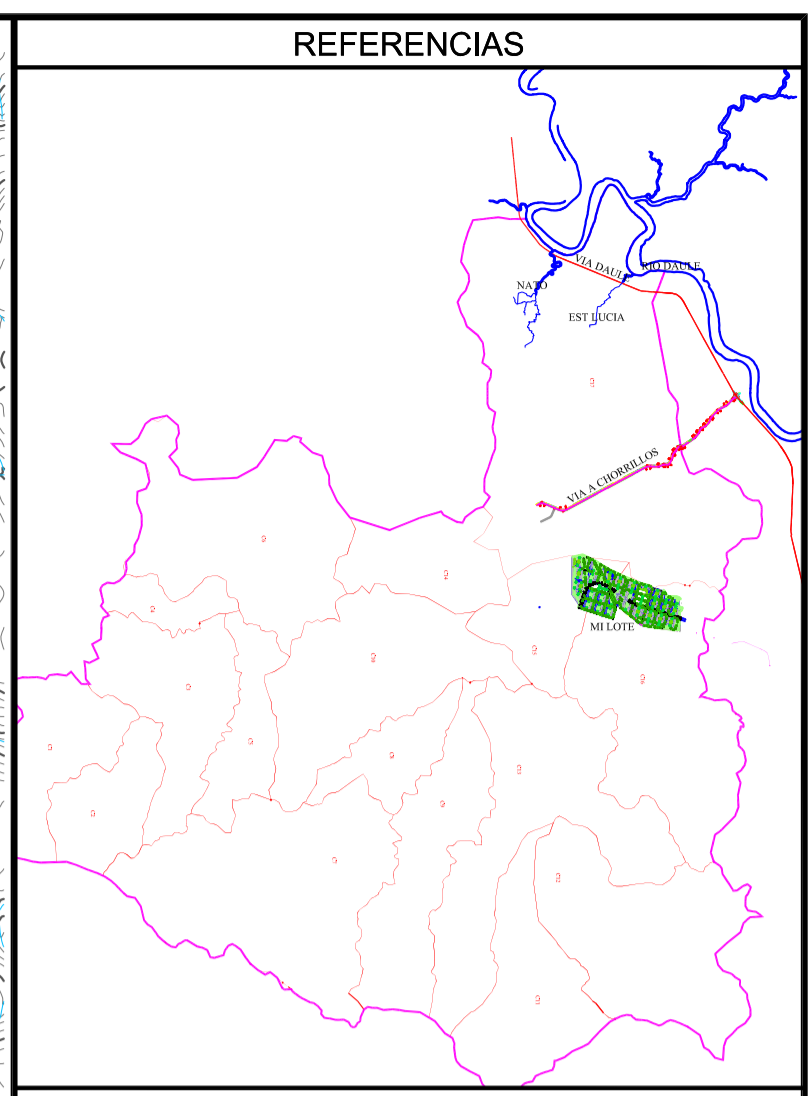
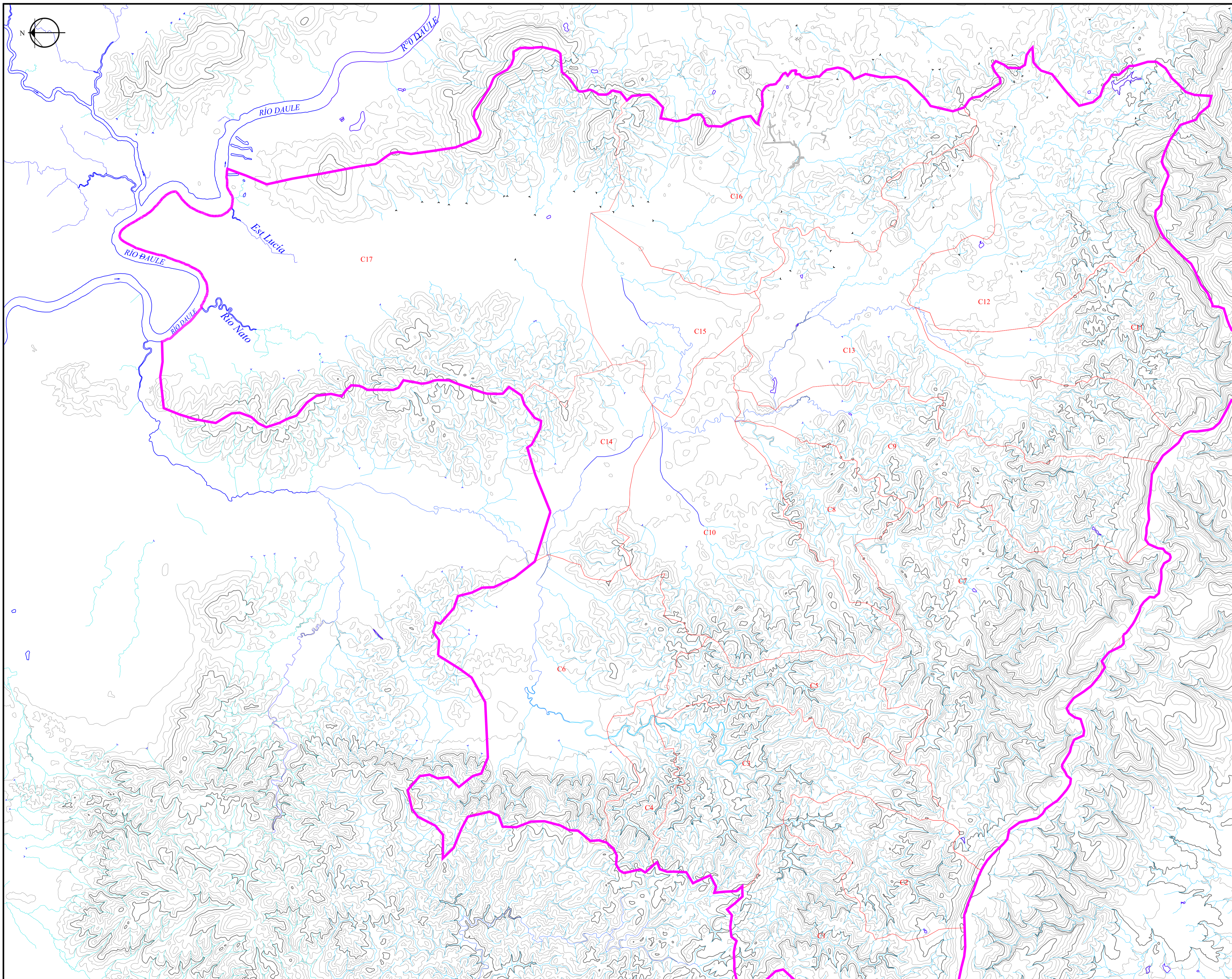
Idtr= 9.10						
t	i	h	incremento	alternados	acumulado	adimensional
min	mm/h	mm				
10	158.09	26.35	26.35	0.67	0.67	0.004
20	127.85	42.62	16.27	0.69	1.37	0.008
30	112.92	56.46	13.84	0.71	2.08	0.011
40	103.40	68.93	12.47	0.73	2.81	0.016
50	96.56	80.47	11.54	0.76	3.57	0.020
60	91.32	91.32	10.85	0.78	4.35	0.024
70	87.11	101.63	10.31	0.80	5.15	0.028
80	83.62	111.49	9.86	0.83	5.98	0.033
90	79.22	118.84	7.35	0.86	6.84	0.038
100	72.99	121.65	2.81	0.89	7.74	0.043
110	67.77	124.25	2.60	0.93	8.66	0.048
120	63.34	126.68	2.42	0.97	9.63	0.053
130	59.52	128.95	2.27	1.01	10.64	0.059
140	56.18	131.09	2.14	1.06	11.69	0.065
150	53.25	133.11	2.02	1.11	12.80	0.071
160	50.64	135.04	1.92	1.16	13.97	0.077
170	48.31	136.87	1.83	1.23	15.20	0.084
180	46.21	138.62	1.75	1.30	16.50	0.091
190	44.30	140.29	1.67	1.39	17.89	0.099
200	42.57	141.90	1.61	1.49	19.38	0.107
210	40.98	143.44	1.55	1.61	20.99	0.116
220	39.53	144.93	1.49	1.75	22.74	0.126
230	38.18	146.37	1.44	1.92	24.66	0.136
240	36.94	147.76	1.39	2.14	26.80	0.148
250	35.79	149.11	1.35	2.42	29.22	0.161
260	34.71	150.41	1.30	2.81	32.04	0.177
270	33.71	151.68	1.27	9.86	41.90	0.231
280	32.77	152.91	1.23	10.85	52.75	0.291
290	31.88	154.10	1.20	12.47	65.22	0.360
300	31.05	155.27	1.16	16.27	81.49	0.450
310	30.27	156.40	1.13	26.35	107.84	0.595
320	29.53	157.51	1.11	13.84	121.68	0.672
330	28.83	158.59	1.08	11.54	133.22	0.736
340	28.17	159.65	1.06	10.31	143.53	0.792
350	27.54	160.68	1.03	7.35	150.87	0.833
360	26.95	161.69	1.01	2.60	153.48	0.847
370	26.38	162.67	0.99	2.27	155.75	0.860
380	25.84	163.64	0.97	2.02	157.77	0.871
390	25.32	164.59	0.95	1.83	159.60	0.881

t	i	h	incremento	alternados	acumulado	adimensional
min	mm/h	mm				
400	24.83	165.51	0.93	1.67	161.28	0.890
410	24.35	166.42	0.91	1.55	162.82	0.899
420	23.90	167.32	0.89	1.44	164.26	0.907
430	23.47	168.19	0.88	1.35	165.61	0.914
440	23.05	169.05	0.86	1.27	166.87	0.921
450	22.65	169.90	0.85	1.20	168.07	0.928
460	22.27	170.73	0.83	1.13	169.20	0.934
470	21.90	171.55	0.82	1.08	170.28	0.940
480	21.54	172.35	0.80	1.03	171.32	0.946
490	21.20	173.14	0.79	0.99	172.30	0.951
500	20.87	173.92	0.78	0.95	173.25	0.957
510	20.55	174.69	0.77	0.91	174.16	0.962
520	20.24	175.44	0.76	0.88	175.04	0.966
530	19.95	176.19	0.74	0.85	175.88	0.971
540	19.66	176.92	0.73	0.82	176.70	0.976
550	19.38	177.64	0.72	0.79	177.49	0.980
560	19.11	178.36	0.71	0.77	178.26	0.984
570	18.85	179.06	0.70	0.74	179.00	0.988
580	18.59	179.75	0.69	0.72	179.72	0.992
590	18.35	180.44	0.68	0.70	180.43	0.996
600	18.11	181.11	0.67	0.68	181.11	1.000



ANEXO 1: HIETOGRAMA**Periodo de retorno = 100 años**

ldtr= 10.20						
t	i	h	incremento	alternados	acumulado	adimensional
min	mm/h	mm				
10	177.20	29.53	29.53	0.76	0.76	0.004
20	143.31	47.77	18.24	0.78	1.53	0.008
30	126.57	63.28	15.52	0.80	2.33	0.011
40	115.89	77.26	13.98	0.82	3.15	0.016
50	108.24	90.20	12.94	0.85	4.00	0.020
60	102.36	102.36	12.16	0.87	4.87	0.024
70	97.64	113.91	11.55	0.90	5.77	0.028
80	93.73	124.97	11.06	0.93	6.71	0.033
90	88.80	133.20	8.24	0.97	7.67	0.038
100	81.81	136.36	3.15	1.00	8.67	0.043
110	75.97	139.27	2.92	1.04	9.71	0.048
120	71.00	141.99	2.72	1.08	10.79	0.053
130	66.71	144.54	2.55	1.13	11.93	0.059
140	62.97	146.94	2.40	1.18	13.11	0.065
150	59.68	149.21	2.27	1.24	14.35	0.071
160	56.76	151.36	2.15	1.31	15.65	0.077
170	54.15	153.41	2.05	1.38	17.03	0.084
180	51.79	155.37	1.96	1.46	18.49	0.091
190	49.66	157.25	1.88	1.56	20.05	0.099
200	47.71	159.05	1.80	1.67	21.72	0.107
210	45.94	160.78	1.73	1.80	23.52	0.116
220	44.31	162.45	1.67	1.96	25.48	0.126
230	42.80	164.06	1.61	2.15	27.64	0.136
240	41.41	165.62	1.56	2.40	30.04	0.148
250	40.11	167.13	1.51	2.72	32.75	0.161
260	38.91	168.59	1.46	3.15	35.91	0.177
270	37.78	170.01	1.42	11.06	46.96	0.231
280	36.73	171.39	1.38	12.16	59.13	0.291
290	35.74	172.73	1.34	13.98	73.10	0.360
300	34.81	174.04	1.31	18.24	91.34	0.450
310	33.93	175.31	1.27	29.53	120.87	0.595
320	33.10	176.55	1.24	15.52	136.39	0.672
330	32.32	177.76	1.21	12.94	149.32	0.736
340	31.58	178.94	1.18	11.55	160.88	0.792
350	30.87	180.10	1.16	8.24	169.11	0.833
360	30.20	181.23	1.13	2.92	172.03	0.847
370	29.57	182.34	1.11	2.55	174.57	0.860
380	28.96	183.42	1.08	2.27	176.84	0.871
390	28.38	184.48	1.06	2.05	178.90	0.881

t	i	h	incremento	alternados	acumulado	adimensional
min	mm/h	mm				
400	27.83	185.52	1.04	1.88	180.77	0.890
410	27.30	186.54	1.02	1.73	182.51	0.899
420	26.79	187.54	1.00	1.61	184.12	0.907
430	26.31	188.52	0.98	1.51	185.63	0.914
440	25.84	189.49	0.97	1.42	187.04	0.921
450	25.39	190.44	0.95	1.34	188.39	0.928
460	24.96	191.37	0.93	1.27	189.66	0.934
470	24.55	192.29	0.92	1.21	190.87	0.940
480	24.15	193.19	0.90	1.16	192.02	0.946
490	23.76	194.07	0.89	1.11	193.13	0.951
500	23.39	194.95	0.87	1.06	194.19	0.957
510	23.04	195.81	0.86	1.02	195.21	0.962
520	22.69	196.65	0.85	0.98	196.19	0.966
530	22.36	197.49	0.83	0.95	197.14	0.971
540	22.03	198.31	0.82	0.92	198.06	0.976
550	21.72	199.12	0.81	0.89	198.95	0.980
560	21.42	199.92	0.80	0.86	199.81	0.984
570	21.13	200.70	0.79	0.83	200.64	0.988
580	20.84	201.48	0.78	0.81	201.45	0.992
590	20.57	202.25	0.77	0.79	202.24	0.996
600	20.30	203.00	0.76	0.77	203.00	1.000



SIMBOLOGIA

-  CUENCA DE DRENAJE
-  SUBCUENCAS DE DRENAJE
- C11** NOMBRE DE LA SUBCUENCA



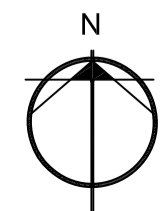
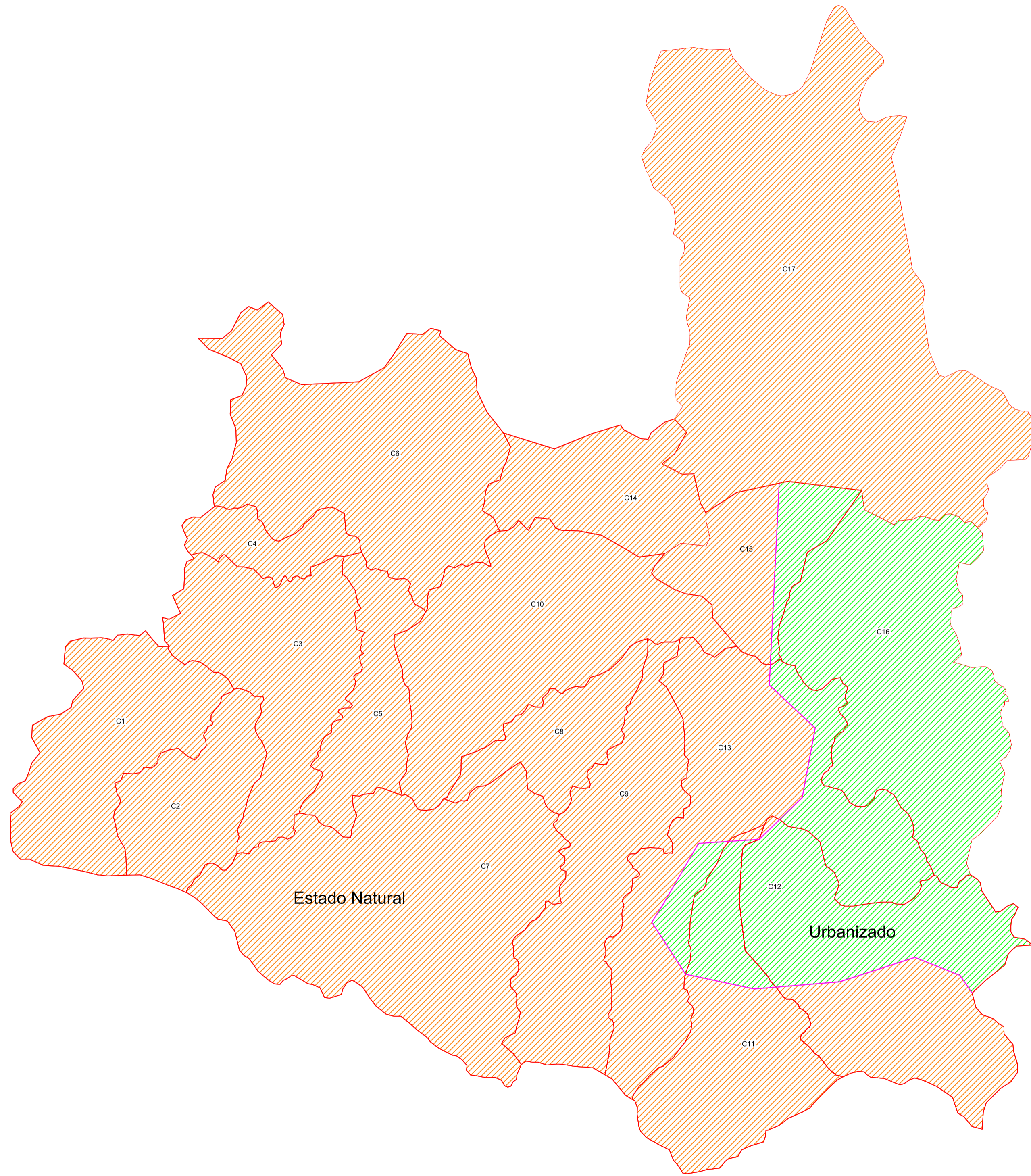
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

CONTROL DE CRECIENTES DEL RIO CHACO

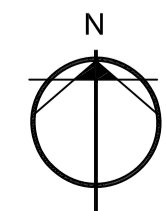
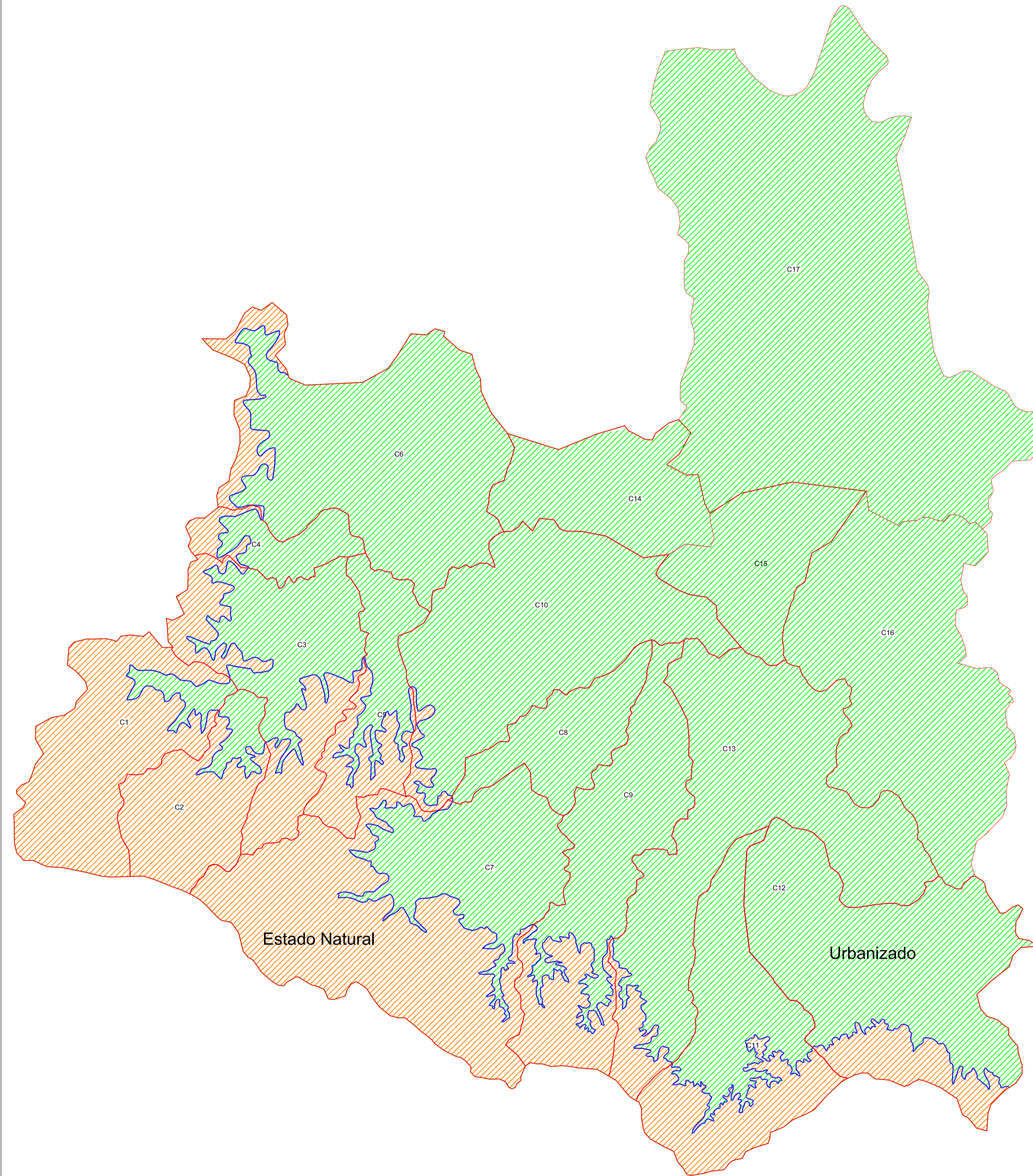
ESCALA: TEMA PLANTEL	DISEÑADO POR: KARIN FRANCO S.	CONTENIDO: CUENCA Y SUBCUENCAS DE DRENAJE DEL RIO CHACO
S/E: FEBRERO 2015		

ARCHIVO: NOMBRE: C:\USERS\JAHN\UNIFORMES\TESIS\PLANTEL - CUENCAS S.E. Y CHACOS.MXD PLANTILLA: 1/3

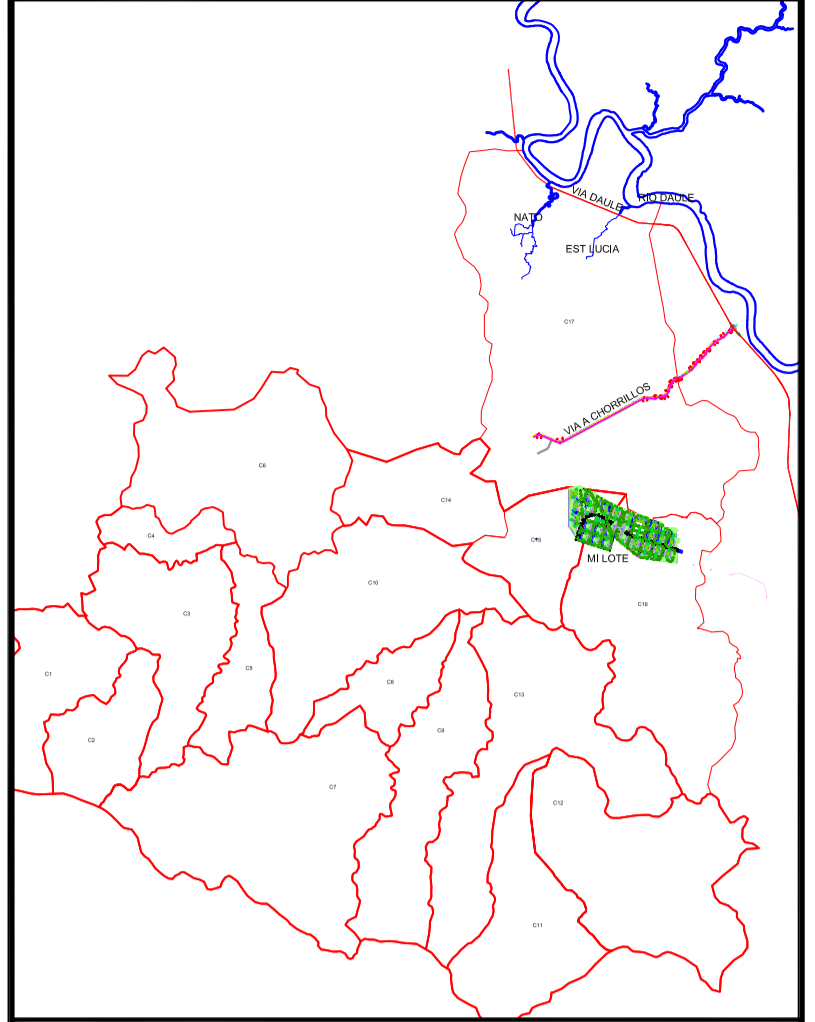
SITUACION ACTUAL



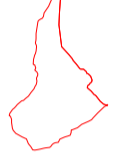
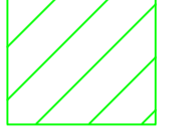



SITUACION FUTURA

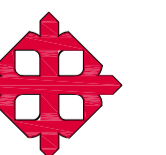


REFERENCIAS



SIMBOLOGIA

-  SUBCUENCAS DE DRENAJE
- C11** NOMBRE DE LA CUENCA
-  ZONA URBANA - CN 80
-  ZONA EN ESTADO NATURAL CN 65
-  COTA 140
-  LIMITE ZONA URBANA ACTUAL

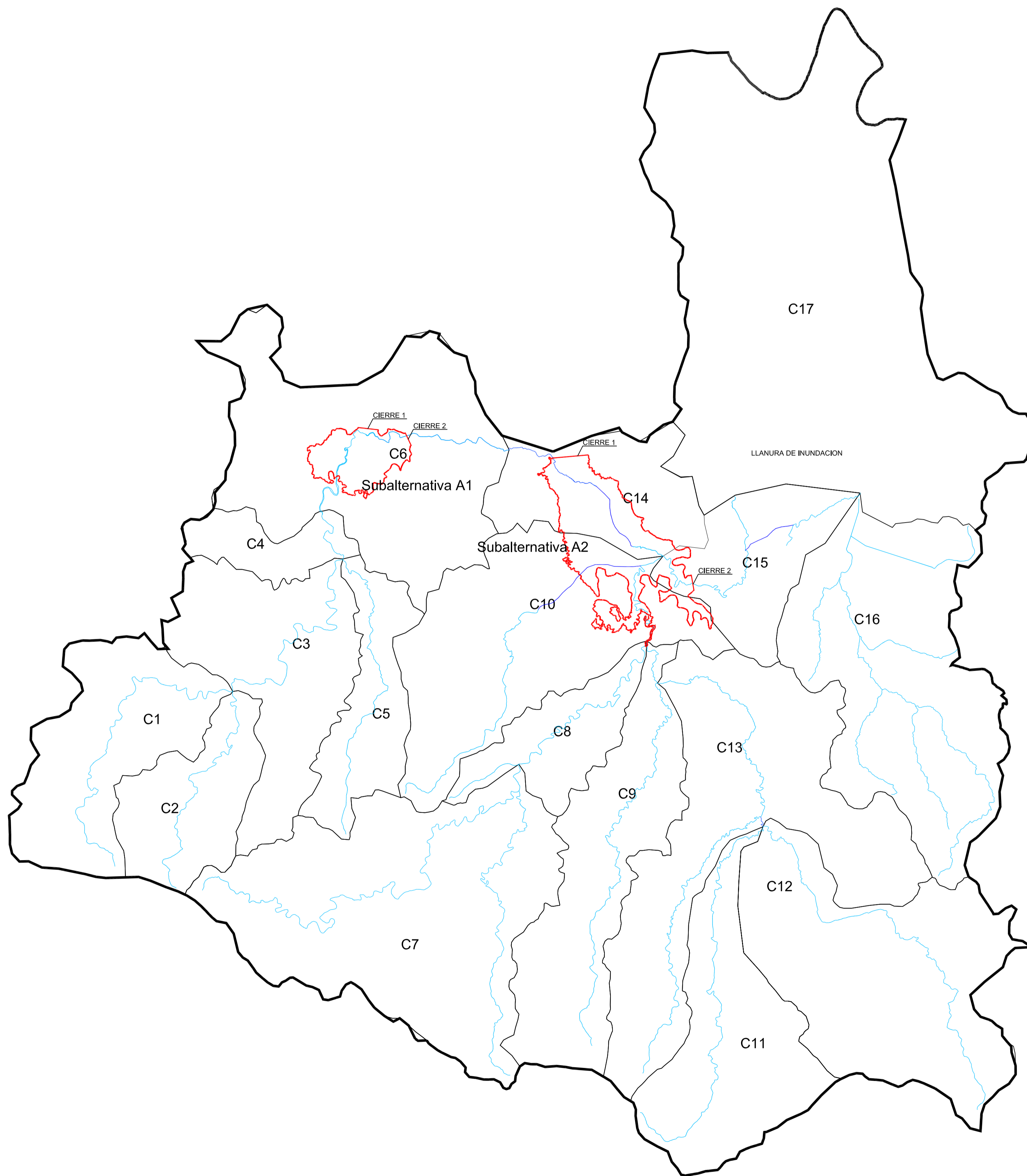


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

CONTROL DE CRECIENTES DEL RIO CHACO

ESCALA	FECHA PLOTO	DIBUJADO POR	CONTENIDO
N/E	FEBRERO 2015	XAVIER FRANCO S.	PROYECCION DE URBANIZACION

Ubicacion en el plano



Ubicacion en Google Earth

Subalternativa A1



Subalternativa A2

