



Título del Trabajo Fin de Máster:

***PLAN DIRECTOR DE SANEAMIENTO  
DE LA CUENCA NORTE DE SANTA  
ROSA DE COPÁN, (COPÁN, HONDURAS,  
C.A)***

Intensificación:

***HIDRÁULICA URBANA***

Autor:

***TÁBORA MALDONADO, EDGARDO JOSÉ***

Director/es:

***ANDRÉS DOMÉNECH, IGNACIO***

Fecha: **ABRIL, 2013**



Título del Trabajo Fin de Máster:

**PLAN DIRECTOR DE SANEAMIENTO DE LA CUENCA NORTE DE SANTA ROSA DE COPÁN (COPÁN, HONDURAS, C.A)**

Autor: **TÁBORA MALDONADO, EDGARDO JOSÉ**

<b>Tipo</b>	A <input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/>	<b>Lugar de Realización</b>	<b>VALENCIA</b>
<b>Director</b>	<b>Dr. Andrés Doménech Ignacio</b>	<b>Fecha de Lectura</b>	<b>ABRIL, 2013</b>
<b>Codirector1</b>			
<b>Codirector2</b>			
<b>Tutor</b>			

**Resumen:**

*El objeto de la tesina es el desarrollo del plan director de la red de saneamiento de la cuenca norte de Santa Rosa de Copán (Copán, Honduras, CA)*

*Los objetivos que se persiguen son en primer lugar realizar un estudio detallado de la red de saneamiento actualmente existente en la ciudad, y posteriormente abordar la planificación de las futuras redes a realizar en la cuenca norte a efectos de optimizar su funcionamiento hidráulico. El contenido del plan director de saneamiento incluye además una recopilación de antecedentes, un análisis del marco territorial, económico y social de la ciudad y un estudio de soluciones para la situación horizonte.*

*Se adoptan como bases de partida el levantamiento topográfico de la red, los datos pluviométricos de la zona, el plan general de ordenación urbana, entre otros.*

*Tras el análisis y procesamiento de estos datos se procederá a la elaboración de un modelo matemático de la red en Swmm 5.0, tanto para abordar el diagnóstico de la situación actual como para definir las mejores soluciones que resuelvan el saneamiento en las nuevas zonas de expansión de la ciudad contempladas en su plan general. Estas soluciones no sólo tratarán de resolver los nuevos problemas de capacidad, generados fruto de la expansión urbanística con nuevos colectores, sino además intercalando las infraestructuras de laminación y control de contaminación necesarias.*

**RESUM**

*L'objecte de la tesina és el desenvolupament del pla director de la xarxa de sanejament de la conca nord de Santa Rosa de Copán (Copán, Hondures, CA)*

*Els objectius que es persegueixen són en primer lloc realitzar un estudi detallat de la xarxa de sanejament actualment existent en la ciutat, i posteriorment abordar la planificació de les futures xarxes a construir en la conca nord a l'efecte d'optimitzar el seu funcionament hidràulic. El contingut del pla director de sanejament inclou a més a més una recopilació d'antecedents, un anàlisi del marc territorial, econòmic i social de la ciutat i un estudi de solucions per a la situació horitzó.*

*S'adopten com a base de partida la base topogràfica de la xarxa, les dades pluviomètriques de la zona i el pla general d'ordenació urbana, entre altres.*

*Després de l'anàlisi i processament d'aquestes dades es procedirà a l'elaboració d'un model matemàtic de la xarxa en Swmm 5.0, tant per a abordar el diagnòstic de la situació actual com per a definir les millors solucions que solucionen el sanejament en les noves zones d'expansió de la ciutat previstes en el seu pla general. Aquestes solucions no sols tractaran de resoldre els nous problemes de capacitat generats, fruit de l'expansió urbanística, amb nous col·lectors, sinó també intercalant les infraestructures de laminació necessàries i control de la contaminació.*

#### **SUMMARY**

*The main purpose of this minor thesis is to develop the sewage master plan of the northern basin of Santa Rosa de Copán (Copán, Honduras, CA)*

*The objectives pursued are, first, to make a detailed study of the existing sewage network in the city, and then to deal with the planning of the future network that has to be constructed in the northern basin, in order to optimize its proper hydraulic behaviour. In addition, the sewage master plan includes a collection of historical data; an economic, social and territorial framework, and a study of solutions for the horizon situation.*

*The present study is based on a topographical survey of the existing network, together with pluviographic data, the urban development plan of the study area, etc.*

*After all this data is analyzed and processed, a mathematical model of the sewage network is implemented with the software Swmm 5.0. This model will be used to diagnose the behaviour of the existing network, as well as to define the best solutions for the sewage of the new expansion zones in the city, according to the urban development plan. These solutions will not aim to solve the capacity problems, which will arise as a consequence of the urban expansion, only with new sewer pipes, but also by inserting the required storage infrastructures - storm tanks, to deal with environmental problems.*

#### **Palabras clave:**

**Saneamiento, Drenaje Urbano, Plan Director, Santa Rosa de Copán (Honduras)**

## Agradecimientos

A Dios por haberme dado la oportunidad y la salud de llegar hasta este punto para lograr uno más de mis objetivos, además de su gran amor y bondad.

A mi Madre Flor Amanda por haberme apoyado en todo momento, por haberme educado y soportar mis errores. Gracias por el amor que siempre me has brindado, por cultivar e inculcar ese sabio don de la responsabilidad. ¡Gracias por darme la vida! ¡Te amo!

A mi Padre Jorge Antonio, A quien le agradezco el cariño, la comprensión y el apoyo brindado en todo momento.

A mi Abuela María Adelfa, mi ángel guardián gracias por mostrarme el camino y estar conmigo en todo momento, por tus consejos de vida y el amor que siempre me distes, por ser tu séptimo hijo, ¡Te extraño!

A mis Familiares, a mis tíos Arturo, Lourdes, Yessenia por estar siempre al pendiente de mí, por sus consejos y su gran cariño. A mis primos porque más que primos les considero mis hermanos, espero marcar el camino para que ustedes igualmente continúen estudiando carreras de postgrado, a mis padrinos Flor y Héctor y mis tíos Hilda y Adalberto por sus consejos y por apoyarme desde siempre.

A mi tutor Ignacio Andrés por ayudarme y por su entusiasmo mostrado para culminar este trabajo, infinitas gracias.

A María Manso, Sister lo logre, sin tu ayuda esto no hubiera sido posible, tú fuiste la primer piedra de este proyecto, Gracias por tu ayuda y sincera amistad.

A mis Compañeros y amigos de master Beatriz Nácher, Rafael Martínez, David Enamorado, Jordi Sanchis, Marco Gámez, Fernando Baños, Héctor Leiva, Arturo López, Oscar Vegas, Alexandra Guanuchi, Gracias por su apoyo.

A mis amigos, a todos y cada uno que ellos, les doy las gracias ya que de una o de otra manera han estado al pendiente.

*“Existe una fuerza motriz más poderosa que el vapor, la electricidad y la energía atómica;  
Es la fuerza de voluntad”  
(Albert Einstein)*

*“El agua es el principio de todo lo que existe”  
(Tales de Mileto)*

*“Mira que te mando que te esfuerces y seas valiente; no temas ni desmayes, porque Jehová  
tu Dios estará contigo en donde quiera que vayas”  
(Josué 1:9)*

## **Resumen**

El objeto de la tesina es el desarrollo del plan director de la red de saneamiento de la cuenca norte de Santa Rosa de Copán. (Copán, Honduras, CA)

Los objetivos que se persiguen son en primer lugar realizar un estudio detallado de la red de saneamiento actualmente existente en la ciudad, y posteriormente abordar la planificación de las futuras redes a realizar en la cuenca norte a efectos de optimizar su funcionamiento hidráulico. El contenido del plan director de saneamiento incluye además una recopilación de antecedentes, un análisis del marco territorial, económico y social de la ciudad y un estudio de soluciones para la situación horizonte.

Se adoptan como bases de partida el levantamiento topográfico de la red, los datos pluviométricos de la zona, el plan general de ordenación urbana, entre otros.

Tras el análisis y procesamiento de estos datos se procederá a la elaboración de un modelo matemático de la red en Swmm 5.0, tanto para abordar el diagnóstico de la situación actual como para definir las mejores soluciones que resuelvan el saneamiento en las nuevas zonas de expansión de la ciudad contempladas en su plan general. Estas soluciones no sólo tratarán de resolver los nuevos problemas de capacidad, generados fruto de la expansión urbanística con nuevos colectores, sino además intercalando las infraestructuras de laminación y control de contaminación necesarias.

# INDICE

<b>Capítulo 1. Antecedentes.</b>	<b>11</b>
1.1 Introducción.....	11
1.2 Características Generales del Área en Estudio.....	11
1.3 Antecedentes Históricos.....	12
1.4 Estudios Previos y Proyectos Realizados.....	13
1.4.1 Plan de desarrollo Urbano, (1979).....	13
1.4.2 Plan director de alcantarillado Sanitario, (2002).....	13
1.4.3 Plan director de Agua Potable (2004 – 2024).....	13
1.4.4 Plan maestro de Desarrollo Urbano (2010 – 2030).....	15
1.4.5 Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio, (2010).....	16
1.4.6 Proyecto Barrio Ciudad, (2006 – 2010).....	16
1.4.7 Proyecto Promueve (2011 – 2014).....	17
1.5 Conclusión y objetivos de la tesina.....	17
1.6 Bibliografía.....	17
<b>Capítulo 2. Datos de Partida.</b>	<b>18</b>
2.1 Introducción.....	18
2.2 Plan director de alcantarillado Sanitario, (2002).....	18
2.2.1 Generalidades.....	19
2.3 Topografía y topología de la red.....	21
2.3.1 Levantamiento de calles y barrancos.....	21
2.3.2 Levantamiento de la red existente.....	22
2.4 Datos poblacionales.....	23
2.5 Información pluviométrica.....	23
2.6 Caudales residuales.....	26
2.7 Criterios hidráulicos de diseño.....	27
2.8 Conclusión.....	28
2.9 Bibliografía.....	28

<b>Capítulo 3. Marco Territorial, Económico y Social.</b>	<b>29</b>
3.1 Introducción.....	29
3.2 Marco Territorial.....	29
3.2.1 Crecimiento urbano.....	29
3.2.2 Crecimiento poblacional de la ciudad.....	30
3.2.3 Limitantes del crecimiento urbano.....	31
3.2.4 Futuras zonas de expansión urbana.....	33
3.2.5 El nuevo perímetro urbano.....	34
3.3 Desarrollo urbano residencial.....	35
3.3.1 Análisis de uso residencial y sus tendencias.....	35
3.3.2 futuras necesidades.....	38
3.3.3 Planificación.....	39
3.4 Marco económico.....	39
3.4.1 Análisis.....	39
3.4.2 Desarrollo urbano turístico.....	42
3.4.3 Futuras necesidades.....	43
3.4.4 Planificación.....	44
3.5 Marco Social.....	46
3.5.1 Actuales equipamientos de interés social.....	46
3.5.2 Futuras necesidades.....	47
3.5.3 Planificación.....	48
3.6 Conclusión.....	49
3.7 Bibliografía.....	49
<b>Capítulo 4. Diagnóstico de la Situación Actual.</b>	<b>50</b>
4.1 Introducción.....	50
4.2 Descripción del Modelo de cálculo.....	50
4.2.1 Elementos del modelo hidráulico.....	51
4.2.2 Elementos del modelo hidrológico.....	56
4.2.3 Métodos de cálculo.....	56
4.3 Parámetros del modelo Hidrológico.....	58
4.4 Parámetros del modelo Hidráulico.....	65
4.4.1 Rugosidad de los conductos.....	65
4.4.2 Input de Aguas Residuales.....	65

4.5	Chaparrones de cálculo.....	70
4.6	Diagnostico de la red en tiempo seco.....	72
4.6.1	Características específicas del modelo de simulación.....	72
4.6.2	Resultados del modelo de red actual en tiempo seco.....	72
4.7	Holgura de la red existente para el drenaje de escorrentías pluviales.....	80
4.8	Conclusión.....	82
4.9	Bibliografía.....	82
<b>Capítulo 5. Estudio de soluciones.</b>		<b>83</b>
5.1	Introducción.....	83
5.2	Descripción de las Nuevas Áreas Tributarias.....	83
5.3	Planteamiento de alternativas.....	85
5.3.1	Tipo de red.....	85
5.3.2	Capacidad de los colectores principales de las zonas en expansión.....	86
5.3.3	Problemática medioambiental en las quebradas o barrancos.....	86
5.4	Conclusión.....	87
5.5	Bibliografía.....	87
<b>Capítulo 6. Definición del Sistema para la Situación Horizonte (2029).</b>		<b>88</b>
6.1	Introducción.....	88
6.2	Diseño de las redes de colectores.....	88
6.2.1	Periodo de Retorno.....	89
6.2.2	Diseño de las nuevas redes secundarias.....	90
6.2.3	Comprobación en tiempo de lluvia.....	91
6.2.4	Comprobación en tiempo seco.....	95
6.3	Comprobación del colector principal en tiempo seco.....	100
6.4	Tanques de Tormenta.....	103
6.4.1	Determinación de los volúmenes de almacenamiento.....	105
6.4.2	Definición de aliviaderos y conductos de salida.....	110
6.5	Redimensionamiento de los colectores principales Norte y Raíces.....	113
6.6	Simulación completa del sistema en la Situación Horizonte (2029).....	115
6.7	Conclusión.....	121
6.8	Bibliografía.....	123

<b>Capítulo 7. Valoración Económica de las Actuaciones.</b>	<b>124</b>
7.1 Introducción.....	124
7.2 Valoración de las Actuaciones Previstas en el plan 2002.....	124
7.2.1 Unidades de Obra.....	124
7.2.2 Precios.....	126
7.3.3 Importe del capítulo.....	126
7.3 Valoración de los colectores principales y redes secundarias en las nuevas zonas de expansión.....	128
7.4 Valoración económica de los Tanques de Tormenta.....	129
7.5 Conclusión.....	129
7.6 Bibliografía.....	130

# Capítulo 1. Antecedentes.

## 1.1 Introducción

El presente capítulo pretende dar a conocer en contexto general las características climatológicas, demográficas, y poblacionales del municipio de Santa Rosa de Copán, así como los antecedentes históricos de mayor relevancia en cuanto al tema de agua se refiere, los cuales han surgido a lo largo de los últimos cincuenta años. Así mismo se conocerán los estudios previos y actuaciones realizadas que persiguen como principal objetivo poder brindar una solución a las necesidades de abastecimiento de agua potable así como, sobre todo, de saneamiento que demanda la población de la ciudad de Santa Rosa de Copán.

## 1.2 Características Generales del Área en Estudio.

El municipio de Santa Rosa de Copán es el más importante del occidente de Honduras. Este se encuentra ubicada unos 1,200 metros sobre el nivel del mar en el departamento de Copán, con un clima subtropical templado, así como también con una temperatura entre veinticinco y veintinueve grados centígrados ( $25 - 29\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) en el verano que abarca los meses de Marzo hasta Junio y de trece a veinticinco grados centígrados ( $13 - 25\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) en invierno entre los meses de Diciembre a Febrero respectivamente.



Ubicación de Santa Rosa de Copán en Honduras.

Figura 1. Ubicación de Santa Rosa de Copán. (FCAS, 2012).

El Municipio de Santa Rosa de Copán tiene un ingreso per cápita de U\$\$ 4,259, con un Índice de Desarrollo Humano (IDH) de 0,727. La Población proyectada a 2010 a nivel urbano es de 42,796 habitantes de los cuales 52% son mujeres, una tasa de analfabetismo en personas mayores de 15 años de un 16,7% y un índice de pobreza humana del 13,2%. Dicha información se basa en el índice de Desarrollo Humano (2008/2009).

De acuerdo a datos del informe municipal sobre el estado de los objetivos y metas del milenio de Santa Rosa de Copán 2010, en el municipio de Santa Rosa la tasa de pobreza es del 70,2% y de pobreza extrema del 43,7%, con una tasa de desempleo del 10,1% que en mujeres se eleva hasta un 19,1%. El 53,6% de la población cuenta con servicio de saneamiento y el 93,4% con acceso a fuentes de agua segura, (FCAS, 2012).

### **1.3 Antecedentes Históricos.**

Tras 42 años de existencia y operaciones de la primera Junta de Agua de la ciudad, en el año 1957 se clausuró para dar paso a la creación de la “Empresa de agua y luz eléctrica de Santa Rosa”, como dependencia del Ministerio de Fomento y bajo la vigilancia de la Dirección General de Obras Públicas.

Una vez constituidas las primeras empresas descentralizadas del estado, nace en 1961, el “Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados” (SANAA) y por lo tanto se traslada la estructura administrativa del sistema de agua potable y saneamiento a la municipalidad de Santa Rosa. Desde esa fecha la responsabilidad de la administración, operación y mantenimiento es responsabilidad de la municipalidad de Santa Rosa de Copán.

En el marco del proyecto “Fortalecimiento de la gestión municipal del servicio de agua de Santa Rosa” financiado por la “Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo” (AECID), la corporación Municipal, en junio de 2005, aprueba iniciar el proceso de desconcentración y posterior descentralización de los servicios de agua potable y Saneamiento, para lo cual se crea en enero de 2009, la asociación denominada Empresa Municipal “Aguas de Santa Rosa” que mediante contrato de prestación sería la responsable del manejo de los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario de la ciudad.

Actualmente estos servicios se encuentran parcialmente desconcentrados de la municipalidad, ya que financieramente continúan dependiendo de la administración general de ésta, aunque cuenta con su propia administración y estructura organizativa.

La municipalidad de Santa Rosa de Copán, ha estado realizando acciones para mejorar la problemática histórica del agua potable y saneamiento en la ciudad, para lo cual concentra todos sus recursos humanos y financieros en la búsqueda de alternativas de solución que permitan suministrar este servicio a la población, elaborando estudios que permitan ejecutar acciones a corto, mediano y largo plazo para lograr la eficiencia en el servicio (PMUD, 2009).

#### **1.4 Estudios previos y Proyectos Realizados.**

Seguidamente se describen los planes integrales y sectoriales que fueron elaborados anteriormente y que están relacionados con la planificación urbana, desarrollo urbano, agua potable y saneamiento de la ciudad de Santa Rosa de Copán.

##### **1.4.1 Plan de Desarrollo Urbano, (1979).**

El plan de desarrollo urbano fue elaborado en 1979 por una consultoría externa y en colaboración de la Secretaria de Comunicaciones, Obras Públicas y Transporte. Este plan contiene elementos de un plan estratégico de desarrollo (definiendo políticas, medidas y proyectos), de un plan para regular el uso del suelo (definiendo por donde debe de crecer la ciudad y que usos deben ser desarrollados en que área de la mancha urbana). El plan contempló el reglamento de construcción, lotificación y zonificación, haciéndose modificaciones en el año 1995, (PMUD, 2009).

##### **1.4.2 Plan Director de alcantarillado sanitario, (2002).**

El estudio y diseño final del plan director de alcantarillado sanitario fue concebido por la alcaldía municipal de Santa Rosa de Copán con el objeto de diagnosticar y modernizar el sistema de alcantarillado del área urbana y asimismo reducir al mínimo la contaminación ambiental en la ciudad y sus alrededores. Por su importancia en el trabajo se profundiza más en este documento en el capítulo 2 de la tesina.

Siendo el principal problema el inadecuado manejo de las aguas residuales de la ciudad de Santa Rosa de Copán ya que estas actualmente son vertidas libremente a los cauces naturales (quebradas o barrancos) que atraviesan a la ciudad en su conjunto y que conforman dos grandes cuencas hidrográficas (norte y sur), (PMUD, 2009).

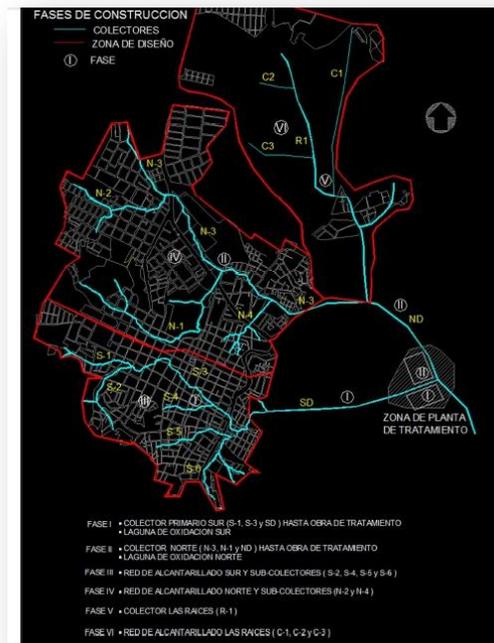


Figura 2. Delimitación de cuencas, (PMUD, 2009).

### 1.4.3 Plan director de agua potable, (2004-2024).

Este Proyecto financiado por USAID actualmente en marcha ya cuenta con un sistema de agua potable que posee 2 fuentes superficiales, Río Higuito aportando un 45% de la producción de agua y la microcuenca La Hondura, que en conjunto con las 6 fuentes subterráneas (pozos) aportan el 55 % de la producción actual de agua en la ciudad.

Para poder disponer del agua de Río Higuito se dispone de un sistema complejo, formado por tres estaciones de bombeo que impulsan el agua a una altura de 700 metros llevándola a un tanque de compensación ubicado en la comunidad de los Plancitos. Posteriormente, el agua es trasladada por gravedad hasta la planta de tratamiento Juan Carlos Elvir ubicada en la zona alta de la ciudad conocida como la Derrumbazón.

Toda el agua que producen los pozos y La Hondura es conducida mediante líneas de bombeo hasta la planta de tratamiento Dolores ubicada en la zona baja de la ciudad, que es la misma que sirve para abastecer parte de la zona media de la ciudad y toda la zona baja. En la Aldea El Rosario, Los Naranjos y el Sector Villa Belén el abastecimiento de agua potable funciona a través de pozos privados y comunales.



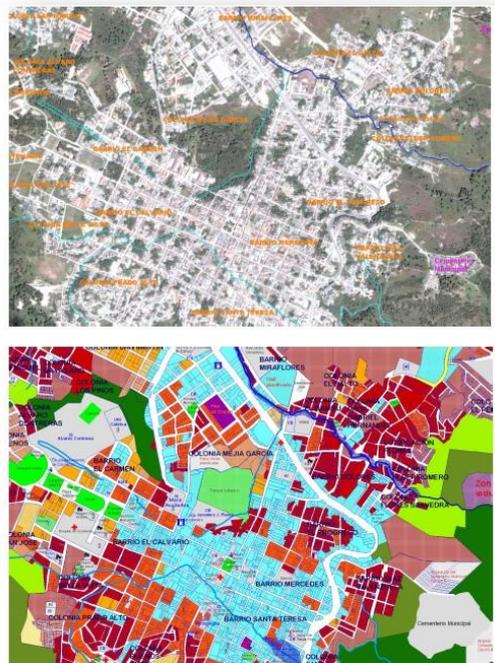


Figura 4. Desarrollo Urbano de Santa Rosa de Copán, (PMUD, 2009).

#### **1.4.5 El Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio, (2010).**

Es un modelo de caracterización y planificación territorial que incluye una propuesta de Zonificación Territorial, definida como la representación espacial de un Plan de Uso del Suelo derivado de la aplicación de un procedimiento técnico que incluye. El estudio de la cobertura vegetal, la capacidad de uso, los conflictos de uso, la accesibilidad del territorio, las zonas de riesgo, las áreas protegidas y las áreas productoras de agua, (PMUD, 2009).

#### **1.4.6 Proyecto Barrio Ciudad, (2006 – 2010).**

Este proyecto integral se desarrolló en la Colonia Santa Eduvigis financiado por el Banco Mundial y cofinanciado por el Fondo Hondureño de Inversión Social (FHIS) con las siguientes metas: Construcción de un sistema de alcantarillado que cubre toda la colonia, pavimentación de las tres calles principales, construcción de un complejo comunitario de usos múltiples (canchas, parque y centro comunitario), mejoramiento de abastecimiento de agua y la capacitación de patronatos, líderes sectoriales, jóvenes y mujeres, (PMUD, 2009).

#### **1.4.7 Proyecto Promueve (2011 – 2014).**

En el marco de este proyecto, la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID) está comenzando a trabajar la mejora de las condiciones de agua y saneamiento básico en la Colonia Elder Romero y su área de influencia. Además se pretende fortalecer el nivel de respuesta de la Municipalidad a las demandas de los barrios en equipamiento básico de manera integral con los componentes de formación y promoción de su desarrollo económico, contribuyendo así a mejorar su gobernabilidad local, (PMUD, 2009).

#### **1.5 Conclusión y objetivos de la tesina.**

De los dos grandes sistemas de colectores de la ciudad (Norte y Sur), el Colector Norte es el que drena la zona de mayor expansión a futuro de la ciudad. Por este motivo, la tesina se centra en el desarrollo del plan director de saneamiento para el sistema del Colector Norte, con dos objetivos principales:

- a) Diagnosticar la situación actual del sistema.
- b) Plantear el esquema de la red en la situación horizonte (2029), incorporando al sistema las nuevas zonas de expansión urbanística.

#### **1.6 Bibliografía.**

(FCAS, 2012), Fondo de Cooperación para el agua y Saneamiento, Julio, 2012. “Estudio de Factibilidad del sistema de agua potable y estudio de factibilidad y diseños del sistema de alcantarillado sanitario de Santa Rosa de Copán”

(PMDU, 2009), Municipalidad de Santa Rosa de Copán, Diciembre, 2009. “Plan Maestro de Desarrollo Urbano de Santa Rosa de Copán 2010-2030”.

## **Capítulo 2. Datos de Partida.**

### **2.1 Introducción.**

El presente Capítulo se enfoca en las generalidades del plan director de saneamiento realizado en el año 2002 por parte de la Municipalidad de Santa Rosa de Copán de donde fueron tomados en gran parte los datos de partida como son la topografía y topología de la red de alcantarillado sanitario existente. De igual forma se obtuvieron los datos pluviométricos de la estación meteorológica del municipio de Santa Rosa de Copán, así como también el conocimiento de los criterios hidráulicos de diseño propuestos en base a lo que establece el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA).

### **2.2 Plan Director de Alcantarillado Sanitario (2002).**

Este estudio fue concebido por la Alcaldía de Santa Rosa de Copán con mucha visión, con la idea de obtener una proyección total del desarrollo del sistema de toda la ciudad y poder en forma parcial ir construyendo los diferentes componentes hasta llegar al final del mismo, la elaboración de este plan director dio una idea del alcance de todo el sistema, en el cual se pudo conocer plenamente la magnitud y amplitud real del proyecto, inclusive no se esperaba que se iba a alcanzar, al obtener aproximadamente 120 km de líneas de alcantarillado en redes, subcolectores y colectores.

El estudio consistió en el diseño de la totalidad del Sistema de Alcantarillado de la ciudad en el cual se determinó que en total un tercio ( $1/3$ ) le corresponde al colector sur y dos tercios ( $2/3$ ) al colector norte así como sus extensiones (PDAS, 2002).

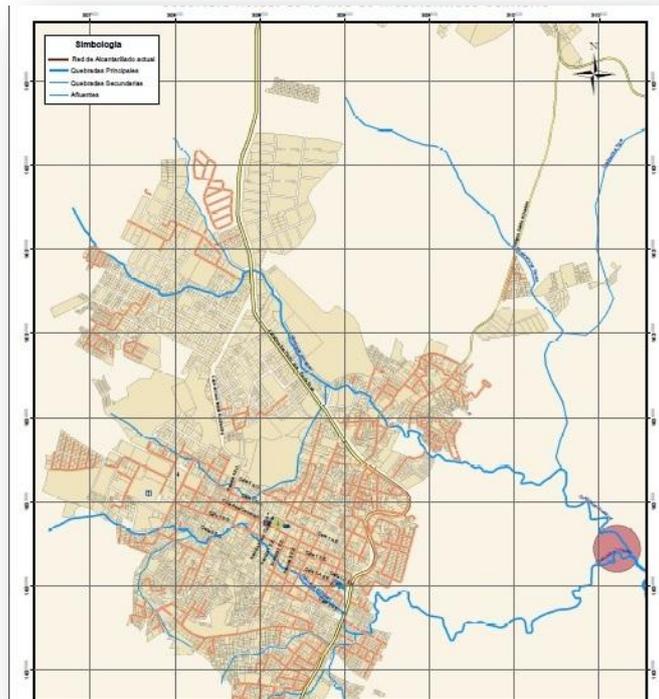


Figura 5. Cobertura de alcantarillado – plan 2002.

### 2.2.1 Generalidades

- Los límites urbanos de diseño fueron sectorizados por cuencas de drenaje delimitadas por los parte-aguas que confinan las diversas micro-cuencas de la ciudad, las que al integrarse permiten definir dos grandes sectores de drenaje natural.
- Se tomó en consideración el límite de influencia o alcance de la actual red del sistema de agua potable, para generar un plano, el cual va a servir para regular el alcance actual de construcción de la red de alcantarillado sanitario.
- Las pendientes fuertes de la zona prácticamente ocurren solo en la parte alta del Colector Norte (en un 15% del área tributaria de este Colector) esto es en el sector de transición entre la Zona Media y Baja, que es precisamente el sector de mayor concentración urbana de este Colector, por lo que es en esta zona donde deberá incorporar una cierta cantidad y tipos de estructuras de regulación necesarias para la conducción apropiada de las aguas residuales.

- Conexiones domiciliarias instaladas en forma arbitraria que drenan individualmente a las quebradas aledañas más cercanas, con el agravante de que varias de ellas cruzan a través de casas vecinas como parte de su instalación domiciliaria, aspecto no permitido en los códigos de regulación sanitaria, por lo que tendrá que ser estrictamente regulado a futuro por las autoridades municipales.
- El tipo de terreno rocoso, que hacen difícil adecuar las pendientes apropiadas de diseño (control de velocidades máximas), al encarecerse la excavación, a lo que habría que avanzar el agravante de los trabajos que deben realizarse en zonas completamente urbanizadas.
- También en estos dos nuevos Colectores, típico de muchas ciudades importantes del país, existen pocas industrias (una Maquila y tres Beneficios de café) que en forma puntual descarguen efluentes altamente contaminados peligrosos o no degradables en la red de drenaje, y que eventualmente vendrían a repercutir en un tratamiento más especializado.
- De acuerdo al periodo de diseño, el tamaño de la población actual, la densidad urbana prevista y el índice relativamente alto de desarrollo poblacional, crean Sub-sistemas de inversión importante, que en su conjunto, esto es para los dos colectores Norte y Sur que conforman todo el Sistema, constituyen un proyecto con fuerte inversión en infraestructura difícil de ser implementado en su totalidad en una sola Etapa, por lo se debió adecuar el desarrollo del Plan Director, en apego a sus limitaciones de financiamiento tanto de sus costos de inversión como de operación para los diversos Colectores y Planta de Tratamiento. (PDAS, 2002).



Figura 6. Perímetro Hidro – Sanitario (PMUD, 2009).

## **2.3 Topografía y topología de la red.**

Como base para elaborar el diseño, se ejecutaron, como actividades previas, una serie de trabajos tanto de campo como administrativos, los cuales constituyeron el soporte y fuente primaria de información para cuantificar y acotar los objetivos y parámetros de diseño. Estas actividades iniciales fueron las siguientes. (Véase el archivo CAD, Topografía de Santa Rosa de Copán en el CD adjunto).

### **2.3.1 Levantamiento de Calles y Barrancos**

La mayor actividad topográfica realizada fue el levantamiento de 88.8 kilómetros de calles de toda la ciudad. El criterio para definir el área a levantar fue la posición de los parte aguas que drenan hacia la ciudad. Debido a esto, también fue necesario el levantamiento planimétrico de zonas no construidas pero consideradas como zonas de expansión por estar comprendidas dentro del parte aguas, con el fin de determinar las tendencias de drenaje de dichas zonas a través de las curvas de nivel. El levantamiento de las calles comprendía el seccionamiento cada 20 metros, complementado con el levantamiento se incorporaron detalles y puntos de interés como son: imbornales, postes de luz, puentes, alcantarillas, válvulas, límites de propiedad (edificados o cercado), aceras, pozos de visita, tanques de Almacenamiento, para así definir sus secciones respectivas y así considerarlas en el diseño respectivo, etc.

Los principales problemas topográficos detectados en el curso de los diseños de los Colectores, fueron reiterados desniveles excesivos en una misma calle.

Para poder obtener mayor detalle dentro de los levantamientos topográficos se consideró de suma importancia el levantamiento de todas las quebradas que cruzan Santa Rosa, ya que todas las quebradas tributan a dos quebradas principales (El Obispo y Las Raíces), que convergen hacia el sitio donde serán ubicadas las plantas de tratamiento.

Por esto en su mayoría, se levantaron desde su inicio hasta su desembocadura de cada tributario, terminando el estudio en la zona de ubicación de las lagunas, a lo largo de las dos quebradas que confluyen en esta zona; estos levantamientos suman un total de 25.23 kilómetros.

El amarre altimétrico del proyecto a la red de geodésica nacional se hizo a través de un banco de nivel del Instituto Geográfico Nacional (IGN), el cual está ubicado en el parque central de la ciudad. Por esto se debe entender que el sistema de coordenadas utilizado en los levantamientos topográficos, corresponden a un sistema planimétrico local y un sistema altimétrico amarrado a la red Altimétrica Nacional Por dicha razón, las coordenadas

planimétricas que se utilizaron en el proyecto están referidas a coordenadas arbitrarias (N=50000.00; E=40000.00) y a un azimut magnético. Desde esta estación se hicieron poligonales cerradas hacia los diferentes barrios, desde las cuales se realizaron los levantamientos de los barrios; como era de esperarse con las estaciones totales se registraba la información de cada punto: coordenadas, código descriptor, ángulos, distancia etc. Toda la información fue trasladada directamente a un programa de computadora y desde ésta, a través de una aplicación de AutoCAD denominada "CivilCAD", que fue en donde se crearon los planos de los levantamientos.

Finalmente, en las zonas levantadas fueron establecidos puntos de amarre planimétrico y altimétrico, de tal forma, que se pudiera garantizar desde ellos el amarre para extensiones futuras del sistema y para replantear los diseños para la construcción. (PDAS, 2002).

### 2.3.2 Levantamiento de la Red Existente

Para analizar en detalle la capacidad de los segmentos de la red del alcantarillado existente, y acoplar su posible utilización en el sistema propuesto, fue necesario el levantamiento topográfico de todos los pozos existentes de los cuales se determinó la posición y elevación de sus tapaderas, midiendo además las dimensiones de los pozos, la dirección de cada tubería de entrada y salida en cada pozo, elevaciones de sus invertidas y sus diámetros respectivos (PDAS, 2002).

Tuberías		
Material	PVC	Concreto
Colector Principal	95	95
Colectores Secundarios	946	0
Sub totales	1041	95
Total	1136	

Tabla 1. Tuberías Red de saneamiento existente.

Pozos de Registro	
Colector Principal	241
Colectores Secundarios	764
Total	1005

Tabla 2. Pozos de Registro existentes.

## 2.4 Datos Poblacionales.

Para el Colector Norte, al igual que previamente para el Colector Sur, la determinación de la población futura de diseño, se sustentó en la información de la UIES (Unidad de Investigación de Estadística Social de la Alcaldía), donde se contabilizaron las viviendas y los lotes dentro del Área Tributaria definida en el Informe Preliminar. Se estableció la población de saturación de acuerdo a una contabilización exhaustiva dependiente del uso del suelo, conforme al Documento de Parámetros de Diseño actualizado, entregado al Ingeniero Jefe de la Unidad de Obras y Servicios en la Reunión Conjunta de Trabajo celebrada en las Oficinas del AID, conforme a la siguiente tabla:

Datos Poblacionales	
Tamaño de Lote (m2)	Número de Habitantes por lote
Menos de 250	6
250 - 400	7
400 - 800	8
800 - 2000	9
más de 2000	10

Tabla 3. Datos Poblacionales de Santa Rosa de Copán. (UIES).

Para los terrenos aún no desarrollados o con desarrollo incipiente tanto en el Colector Norte, como, mayormente, en el Colector Las Raíces, se utilizó, de acuerdo a los parámetros de diseño establecidos en el Estudio de Optimización de la Administración, Operación y Mantenimiento del Sistema de Agua Potable de la Ciudad de Santa Rosa de Copán y que fueron reportados en el Informe Preliminar, una densidad espacial de 120 habitantes / hectárea, por tratarse del valor más recurrente del estudio. El área, para el Colector Las Raíces, se refiere al área neta, esto es equivalente al 60% del área Bruta de la cuenca del Colector.

## 2.5 Información Pluviométrica.

El Análisis Hidrológico es de vital importancia ya que incluye la determinación espacial y temporal de la lluvia así como la frecuencia y métodos de cálculo hidrológico que como mínimo deben utilizarse para el diseño de obras de drenaje.

Los datos pluviométricos utilizados fueron tomados del Manual de Referencias Hidrológicas de Honduras el cual permite la implementación de métodos apropiados para la estimación de caudales a utilizarse en el diseño de estructuras de drenaje. Estos datos pluviométricos provienen de Series de Datos Hidrológicos recopilados de 298 estaciones pluviométricas y entre las cuales se encuentra la estación del Municipio Santa Rosa de Copán, de donde se tomaron datos de lluvia diaria así como también de lluvia de corta duración.

Las Precipitaciones Máxima de 24 Horas son valores estimados para diferentes períodos de retorno de igual precipitación para cada frecuencia, considerando la interpolación entre estaciones y criterios orográficos y climáticos del territorio nacional (MRHH, 2000).

Con las Precipitaciones de Corta Duración que son los datos estimados para los diferentes períodos de retorno se elaboraron las curvas de intensidad, duración, frecuencia para cada una de las diferentes estaciones pluviográficas, utilizando la expresión funcional potencial de tres parámetros:

$$i = \frac{a}{(d + b)^n}$$

Ecu. (1)

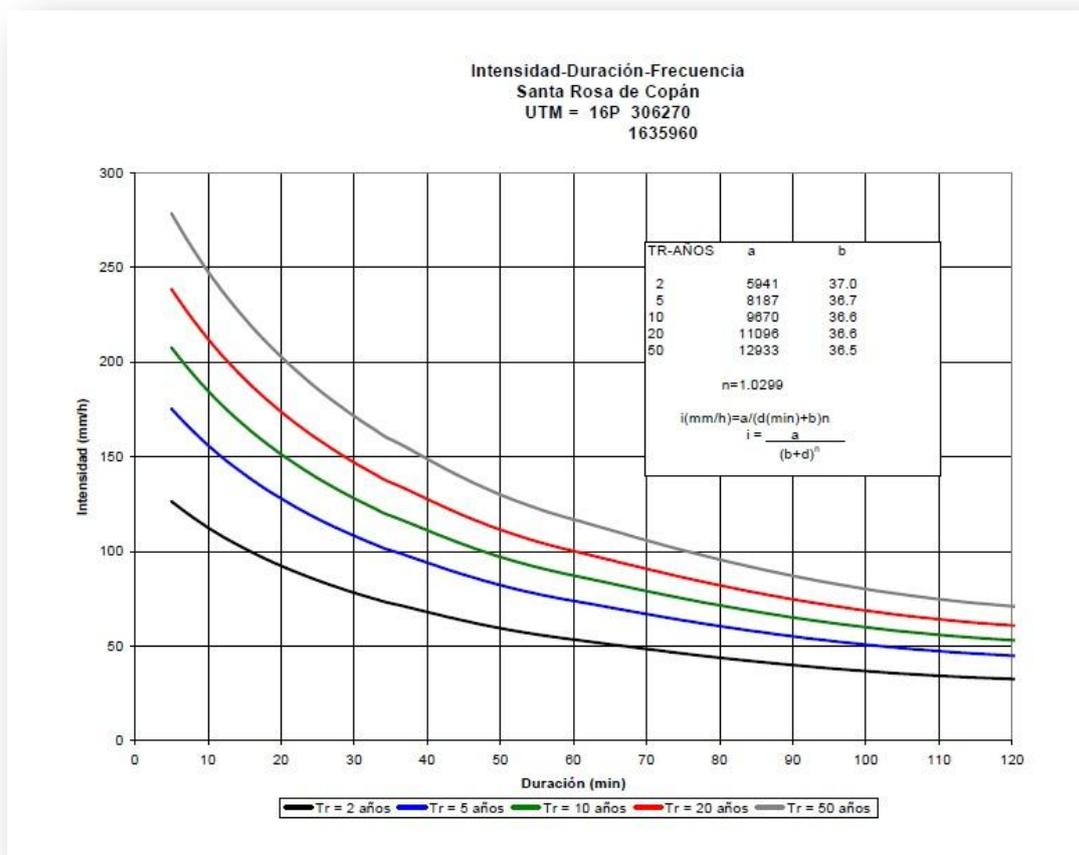
En donde  $i$  es la intensidad de la lluvia expresada en milímetros hora,  $d$  es la duración en minutos de la tormenta de igual manera  $a$ ,  $b$  y  $n$  son parámetros propios de cada estación (punto geográfico).

TR-AÑOS	a	b
2	5941	37
5	8187	36.7
10	9670	36.6
20	11096	36.6
50	12933	36.5
n=1.0299		

Tabla 4. Coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $n$ . Estación meteorológica de Santa Rosa de Copán (MRHH, 2000).

Periodo de Retorno	T = 2	T = 5	T=10	T=20	T=50
Tiempo 2 horas	Intensidades				
minutos	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)	I (mm/h)
10	112.7	156.28	184.99	212.27	247.96
20	92.4	127.97	151.43	173.76	202.89
30	78.2	108.26	128.06	146.95	171.54
40	67.8	93.75	110.88	127.23	148.50
50	59.8	82.63	97.72	112.13	130.85
60	53.4	73.85	87.32	100.19	116.91
70	48.3	66.73	78.89	90.53	105.62
80	44.0	60.85	71.93	82.54	96.29
90	40.5	55.91	66.09	75.84	88.46
100	37.4	51.70	61.11	70.12	81.79
110	34.8	48.07	56.82	65.20	76.05
120	32.5	44.92	53.09	60.92	71.05

Tabla 5. Intensidades para los diferentes periodos de retorno, Santa Rosa de Copán (MRHH, 2000).



Grafica 1. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia de Santa Rosa de Copán (MRHH, 2000).

## 2.6 Caudales Residuales.

Una vez conocidos los datos poblaciones antes mencionados de habitantes por lote y según los parámetros establecidos por Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA), La dotación estándar es de ciento ochenta litros por persona al día (180 lppd) y de esta manera determinar la aportación de aguas residuales de uso doméstico, así mismo se estableció la densidad de ocupación de los lotes a saturación como se indica en el apartado 2.4 (Tabla 3. Datos Poblacionales de Santa Rosa de Copán).

Dotación Doméstica:		
Alta:	230	lppd
Media:	180	lppd
Coefficiente de retorno	0.80	

Tabla 6. Dotación Sector Público (SANAA, 2003).

Para los aportes comerciales, la población fue estimada sobre la base de un muestreo aleatorio de diferentes comercios como ser escuelas y hoteles, con los valores de población y con las dotaciones indicadas a continuación sobre la base del destino del comercio, se integran los diferentes caudales de aguas residuales, aplicándolo al tramo más cercano al comercio en particular.

Dotación Comercial (lppd):			
Centro Comercial	100		por empleado
Comercio Pequeño	50		por empleado
Restaurante	20		por comida
Aeropuerto	10		pasajero
Teatro	10		por asiento
Motel	120		
Hotel	160		
Gasolinera	7,500	19,000	litros/día
Lavandería	1,900		por Máquina

Tabla 7. Dotación Comercial (SANAA, 2003).

Para la cuantificación de los aportes del sector público, incluido las Escuelas, igual que para la integración comercial, se basó en los resultados de un muestreo de investigación de usuarios de estas instalaciones. La demanda se formó partiendo de las dotaciones consignadas a continuación sobre la base del destino de la Oficina durante una jornada normal.

<b>Dotación Institucional (lppd):</b>	
Hospital	400
Prisión	180
Cuartel	200
Escuela	80
Colegio	90
Universidad	100
Parques	80
Oficinas y Almacenes	90

Tabla 8. Dotación Sector Público (SANAA, 2003).

El uso industrial se debería conformar sobre la base de consideración de un 5-30% sobre la demanda media doméstica, dependiendo del grado de industrialización, para el caso de Santa Rosa, con un desarrollo industrial limitado se optó por el valor inferior del 5%.

## 2.7 Criterios hidráulicos de diseño.

Los criterios hidráulicos utilizados fueron considerados según los parámetros de diseño, provenientes de la normativa del Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA).

<b>Velocidades:</b>		
Vel. Max	3.00	m/s
Vel. Max Extrema	4.00	m/s
Vel. Mínima	0.60	m/s

Tabla 9. Velocidades máximas y mínimas (SANAA, 2003).

<b>Pendientes:</b>	
S <sub>0</sub> Máxima	15.00%
S <sub>0</sub> Mínima	0.50%

Tabla 10. Pendientes máximas y mínimas (SANAA, 2003).

<b>Altura Pozos de registro:</b>	
Máxima	4.50
Mínima	1.50

Tabla 11. Altura Pozos de registro (SANAA, 2003).

Durante esta fase se realizó el trazo geométrico de todos los conductos de los Colectores Norte y Raíces, ubicándose los pozos de visita de acuerdo al criterio de uno cada 100 metros como máximo (alcance de los sistemas de limpieza), de manera de preservar en el tramo una pendiente máxima del 15% , en los cambios de pendiente o de alineamiento y donde se cruzan tuberías de diferentes sistemas.

Numero de Manning:		
Concreto:	0.013	0.015
PVC:	0.010	0.011

Tabla 12. Numero de Manning (SANAA, 2003).

## 2.8 Conclusión.

Una vez realizada la recolección de los datos de partida topográficos, poblacionales, pluviométricos antes mencionados así como analizada su validez y teniendo en cuenta los parámetros de diseño que marca el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA), podemos proceder a conocer el capítulo tres que enmarca los datos Territoriales, Económicos y Sociales de la ciudad de Santa Rosa de Copán, donde se enmarca el plan director del Colector Norte planteado en la presente tesina.

## 2.9 Bibliografía.

(SANAA, 2003). “Normas de diseño para acueductos Rurales y Urbanos, Octubre 2003”. Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados.

(FCAS, 2012), “Estudio de Factibilidad del sistema de agua potable y estudio de factibilidad y diseños del sistema de alcantarillado sanitario de Santa Rosa de Copán” (Julio, 2012). Fondo de Cooperación para el agua y Saneamiento.

(PDAS, 2002). “Plan Director de Alcantarillado Sanitario de Santa Rosa de Copán, 2002“, Municipalidad de Santa Rosa de Copán.

(MRHH, 2000). “Manual de Referencias Hidrológicas de Honduras para el Diseño de Obras de Drenaje”.

(UIES). “Unidad de Investigación de Estadística Social Municipalidad” de Santa Rosa de Copán.

## **Capítulo 3.**

# **Marco Territorial, Económico y Social.**

### **3.1 Introducción**

En el siguiente capítulo se detallara el marco Territorial, Económico y Social de la Ciudad de Santa Rosa de Copán, para poder obtener un panorama del crecimiento urbano así como de su perímetro y ordenamiento territorial, también se establecerán las actividades económicas que se realizan y de igual forma las condiciones sociales actuales que caracterizan la ciudad. Una vez analizados los datos actuales que exponen la planificación que permita un crecimiento ordenado y las soluciones para las necesidades futuras.

### **3.2 Marco Territorial**

#### **3.2.1 Crecimiento urbano.**

El área urbana de Santa Rosa de Copán en el año 1966, incluía especialmente el Casco Histórico, unas casas en el camino hacia el cementerio, algunas partes del Barrio Dolores y el Barrio El Progreso así como también una serie de casas al lado de la Carretera Internacional en la parte baja de la ciudad. La Municipalidad, con la visión de ir creciendo ordenadamente divide la ciudad en cuatro barrios, Barrio Mercedes, Barrio Santa Teresa, Barrio El Carmen y el Barrio El Calvario.

Aproximadamente unos 15 años después la ciudad creció considerablemente por todas direcciones. En la zona baja fue creciendo a los dos lados de la Carretera Internacional, en la parte media se extendió con nuevas casas al lado oriental de la Carretera Internacional y en la zona alta se podía observar el crecimiento urbano más extenso. El Plan de Desarrollo Urbano del año 1979 no fue tomado con la debida seriedad y la ciudad siguió expandiéndose, se puede decir en forma masiva y asimétrica (PMUD, 2009)



Figura 7. Crecimiento Territorial de Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

### 3.2.2 Crecimiento Poblacional de la Ciudad.

Para el año 1988 la ciudad contaba con aún menos que 20.000 habitantes y en 1995 la población urbana ya era mayor de 26.000 personas. El último censo poblacional fue realizado en el año 2005 por parte de la UIES (Unidad de Investigación y Estadísticas de Santa Rosa de Copán). En este momento la población de la zona urbana, incluyendo la Aldea El Derrumbo, la Aldea El Rosario, Los Naranjos, el Sector Villa Belén y la comunidad de Los Plancitos ya era mayor de 31.000 habitantes. Según las proyecciones poblacionales realizadas también por la UIES, en los años 2009, 2010, 2011, 2012 la población tendría un incremento de más de 37.000 personas residiendo en la ciudad y durante los próximos 20 años esta cantidad se aumentará aproximadamente unos 50.000 nuevos habitantes más, Estas proyecciones se basan en el porcentaje del crecimiento anual de 3.6%, considerando tanto el crecimiento por futuros nacimientos como por la migración hacia la ciudad (PMUD, 2009).

Año	Población	Crecimiento
1988	19999	---
1995	26572	6573
2005	31742	5170
2009	37607	5865
2019	57462	19855
2029	87801	30339

Tabla 13. Evolución del Crecimiento población de Santa Rosa de Copán, (UIES, 2005).

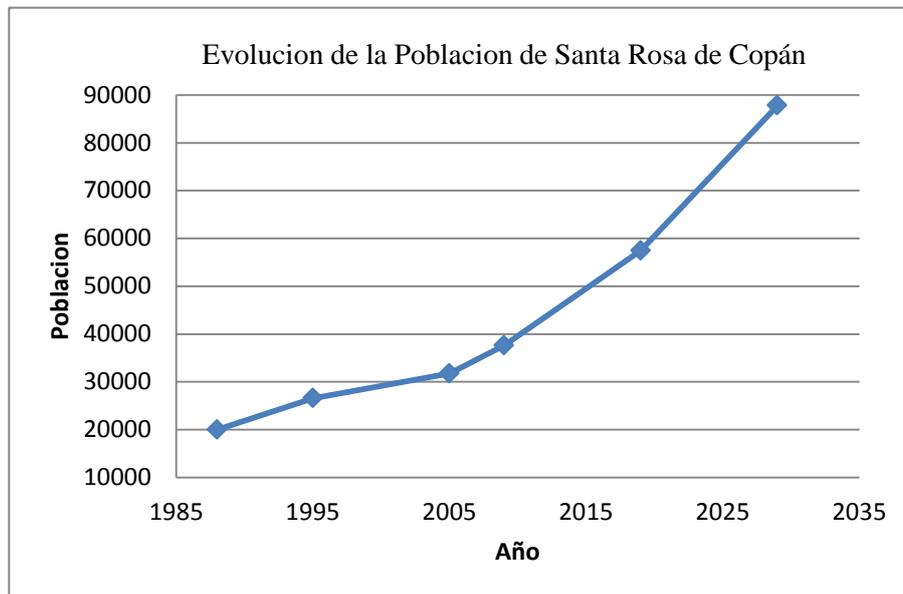


Grafico 2. Evolución de la población de Santa Rosa de Copán.

### 3.2.3 Limitantes del Crecimiento Urbano.

Santa Rosa de Copán necesita estar preparada para el futuro crecimiento poblacional, con una definición clara por donde territorialmente debe crecer en las próximas décadas. Para definir las zonas de crecimiento adecuadas para la expansión urbana se necesita tomar en cuenta los limitantes del crecimiento urbano en las orillas periféricas. Estas limitantes se definen en la parte occidental por la microcuenca La Hondura declarado como zona de protección, y al Sur la Derrumbazón con sus bosques de pino y la zona de alto riesgo por deslizamiento, declarado en 2005. En la periferia urbana oriental se encuentran bosques, áreas militares y la construcción del nuevo relleno sanitario.



### 3.2.4 Futuras Zonas de Expansión Urbana.

A partir de las reflexiones anteriormente presentadas, fueron identificadas varias áreas adecuadas para la futura expansión urbana con un total de 451,42 hectáreas. Las tres principales zonas de expansión urbana son:

- La Zona A de expansión urbana con 300,49 hectáreas se encuentra en la zona baja de la ciudad en continuidad del Barrio Los Ángeles, Barrio Dolores, Colonia el Salto, Colonia El Bambú, Colonia Altos de Santa Rosa, Colonia Divina Providencia, Colonia Capítulo de Abogados, Colonia la Sabana hacia el Sector Villa Belén.
- La Zona B de expansión urbana se encuentra en el noroeste de la ciudad, es una franja plana en que se quiere desarrollar una conexión vial al aeropuerto en Concepción Copán que se pretende construir. Al lado de esta futura carretera se encuentra una zona de expansión urbana de 43,99 hectáreas.
- La Zona C de expansión urbana está ubicada al sur de la Aldea El Rosario con 55,76 hectáreas.

Las demás áreas adecuadas para la futura expansión urbana abarcan lotificaciones que ya están aprobadas y que faltan ser desarrollados aun (Colonia los Pinares, Colonia El Pedregal, entre otros), áreas para ampliar el cementerio municipal y una futura zona industrial en el camino al nuevo relleno sanitario (PMUD, 2009).



Figura 9. Áreas de Expansión Urbana de Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

### 3.2.5 El Nuevo perímetro Urbano.

El desafío de definir los nuevos límites, dónde comienza y dónde termina la ciudad creciente fue realizado en varios momentos.

Fueron discutidas las consecuencias previsibles que se deberían considerar en la decisión de qué área debe formar parte del nuevo Perímetro Urbano y se hicieron unas reflexiones sobre el siguiente desarrollo de los núcleos poblacionales que se encuentran en la periferia urbana.

Al final, considerando el futuro crecimiento poblacional y territorial en los próximos 20 años y a través de las recomendaciones hechas, de las informaciones de las reuniones con los jefes de los departamentos municipales y de las visitas de campo, fue elaborada por parte de un Equipo Técnico la presente propuesta del nuevo Perímetro Urbano.

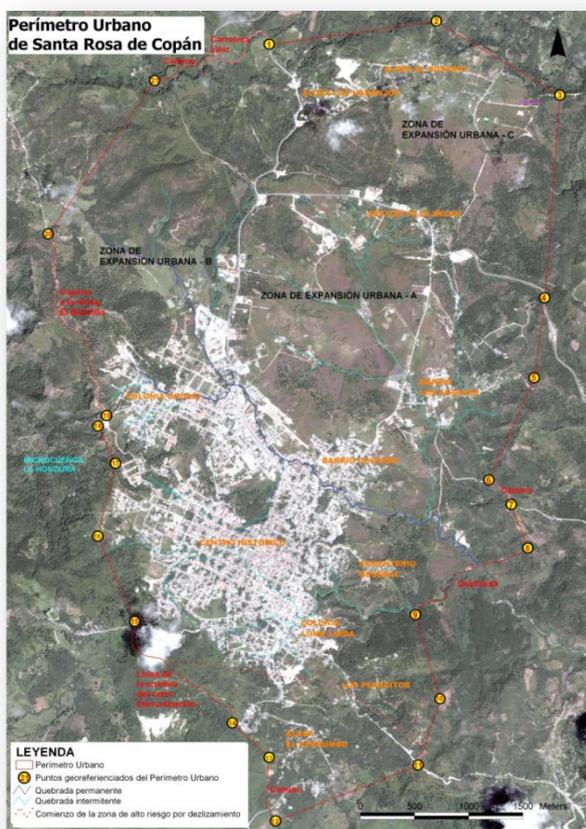


Figura 10. Perímetro Urbano de Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

La propuesta del nuevo Perímetro Urbano para Santa Rosa de Copán abarca un área con un total de 2.428,73 hectáreas. El tamaño del Perímetro amplio refleja el futuro crecimiento dinámico que tendrá la ciudad y sus núcleos poblacionales en su periferia durante los próximos 20 años. Así que el nuevo Perímetro Urbano incluye en la zona urbana a la Aldea El Derrumbo, la Aldea El Rosario, Los Naranjos, Residencial Bosque de Copán, Los Plancitos y Sector Villa Belén. Para dar una orientación de las futuras tareas que deben cumplir los departamentos municipales de Planificación Urbana, Catastro, División de Desarrollo Social y Ambiente y Obras Públicas en estos núcleos poblacionales fueron elaborados pautas de desarrollo para cada uno de ellos.

Con el objetivo de garantizar que los recursos naturales en la periferia urbana sean conservados, el nuevo Perímetro Urbano incluye una amplia zona de amortiguamiento, más de 850 hectáreas de bosques que forman un cinturón alrededor de las zonas urbanizadas o por urbanizar. Solamente de esta manera la Municipalidad tendrá las competencias legales de controlar el futuro desarrollo territorial de estas zonas (PMUD, 2009).

### 3.3 Desarrollo Urbano Residencial

#### 3.3.1 Análisis del uso Residencial y sus Tendencias

El área urbana de Santa Rosa de Copán está conformada por aproximadamente 8.036 viviendas localizadas en más de cincuenta colonias y barrios de la ciudad. Tomando en cuenta las cifras de la población en este momento se calcula que un promedio de 4 hasta 5 personas residen en una misma vivienda.

Tipo de vivienda	Numero de vivienda en 2009	Porcentaje
Vivienda Independiente	6.886	85%
Apartamento	562	7%
Cuartearía	408	5%
Vivienda Improvisional	174	2%
Vivienda gubernamental	6	1%
Total:	8036	100%

Tabla 14. Tipos de Viviendas Santa Rosa de Copán en el año 2009 (PMUD, 2009).

Áreas Residenciales Existentes			
Tipo de área residencial	Código	Tamaño de lotes	Hectáreas
Área Residencial de muy baja densidad	AR-0	1 manzana = 6000 m <sup>2</sup>	9.93
		1/2 manzana = 3000 m <sup>2</sup>	
Área Residencial de baja densidad	AR-1	Mayor de 450 m <sup>2</sup>	26.02
		Menor de 3000 m <sup>2</sup>	
Área Residencial de media densidad	AR-2	Entre 300 y 450 m <sup>2</sup>	56.67
Área Residencial de alta densidad	AR-3	Entre 300 y 150 m <sup>2</sup>	87.63
		Total	180.25

Tabla 15. Zonificación del uso del suelo urbano de Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

Figura 11. Zonificación del uso del suelo urbano Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

El suministro de la infraestructura técnica y de servicios al igual que los equipamientos de interés social en estas colonias y barrios varía. Generalmente los barrios y colonias más antiguas o que fueron desarrollados hace ya un tiempo son los que cuentan con mejores condiciones. En la mayoría de las nuevas zonas habitacionales de la ciudad, se carece de la infraestructura técnica y de servicios básicos. Es notable la ausencia de la planificación del suelo urbano. Existe como contraparte a lo referido una nueva tendencia de planificación del suelo urbano, liderada por empresas inmobiliarias que proyectan infraestructura técnica y de servicios, pero que aún están alejadas de una visión integral de ciudad.

La tendencia general en la ciudad ha sido el crecimiento en forma horizontal y no vertical, la mayoría de las construcciones en la ciudad son de una planta (unas 600 construcciones tienen 2 plantas y menos de 40 construcciones tienen más de dos plantas).

Una condición notable en la ciudad son las áreas de riesgos por deslizamiento de suelos e inundaciones. Aun con este escenario muchas viviendas han sido construidas en dichas zonas. Por citar un ejemplo, la Colonia Divina Providencia donde residen aproximadamente 20 familias, que han sido objeto de inundaciones. Otro ejemplo por deslizamiento de suelo es el sector comprendido por la Aldea El Derrumbo, parte de la comunidad de Los Plancitos y parte de sector de El Duende, que fueron declaradas como zonas de alto riesgo. En la actualidad existen aproximadamente 300 viviendas en las zonas descritas.

A partir del año 2005 el Gobierno Municipal decidió crear La Comisión de Infraestructura, conformada por los responsables de las áreas Planificación Urbana, Catastro Municipal, Unidad Municipal Ambiental, Obras Públicas y dos Regidores Municipales. El objetivo de esta comisión es revisar y verificar que las nuevas solicitudes y propuestas de urbanización en la ciudad se apeguen a la normativa y reglamentación municipal vigente. Esta comisión posteriormente somete a la Corporación Municipal el expediente con las observaciones necesarias para su aprobación.

La dinámica de crecimiento económico que ha venido experimentando la ciudad, en los últimos años ha sido reflejada en diversos factores y actores de la economía, el sector vivienda no es la excepción.

Muchas de las nuevas viviendas han sido construidas por empresas inmobiliarias, que cierran sus ciclos de producción y venta, estas empresas construyen aproximadamente 90 nuevas viviendas por año.

Un hecho particular ligado al tema de construcción es el propiciado por la oferta educativa de la ciudad que a nivel de la zona occidental es líder, y que ha conllevado a la inmigración de estudiantes al mismo tiempo se ha dado una inmigración de personas que por diversas razones ven en la ciudad la oportunidad de empleo, estas dos acciones han creado una demanda alta por la resta de apartamentos, solamente para en el año 2008 fueron construido unos 191 nuevos apartamentos. Se proyecta un crecimiento en la demanda para los próximos años.

Lo anterior trae como consecuencia una alta densificación del suelo urbanizado y por urbanizar, es posible observar que cada vez se dejan menos espacios libres, áreas verdes, en los terrenos, lo cual se expresa en un factor de ocupación cada vez más alto. Hace cinco años atrás el factor de ocupación era de 70% por medio, actualmente el factor es de 85%. Hasta ahora no se controla este factor de ocupación en ninguna parte de la ciudad. La pérdida de áreas verdes en los terrenos tiene una serie de efectos negativos para el medioambiente: modificación del microclima, filtración de aguas de lluvias, aumento de la producción de escorrentía etc. (PMUD, 2009).

### 3.3.2 Futuras necesidades

Se está observando que la demanda de apartamentos está subiendo cada vez más. Se supone que la segregación en los tipos de viviendas se cambiará en los próximos años de manera que el 75% de todas viviendas serán viviendas independientes y el 15% serán apartamentos. La siguiente tabla muestra la cantidad de viviendas que tendrá la ciudad en 2019 y 2029 tomando en cuenta las reflexiones anteriores y las proyecciones poblacionales.

Tipo de vivienda	Viviendas en 2019	Viviendas en 2029
Vivienda independientes	9.2	14
Apartamentos	1.85	2.8
Total:	11.05	16.8

Tabla 16. Evolución de las Viviendas en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

Para poder cumplir las futuras necesidades de viviendas hay que proveer suficientes espacios para que se puedan desarrollar unas 7.100 nuevas viviendas independientes, 2.400 nuevos apartamentos hasta el año 2029 (PMUD, 2009).

### 3.3.3 Planificación

En el Mapa de Zonificación del uso del suelo se están definiendo nuevas áreas adecuadas para el uso residencial que contienen un total de 324,5 hectáreas. En estas áreas se puede desarrollar aproximadamente 7.709 lotes, cumpliendo las futuras necesidades del uso residencial. Estas futuras áreas residenciales están igualmente como aquellos que ya existen clasificadas por la densidad que se quiere desarrollar en ellas (PMUD, 2009).

Categoría de Área Residencial	Hectáreas previstos en la Zona A de expansión urbana	Hectáreas previstos en la Zona B de expansión urbana	Hectáreas previstos en la Zona C de expansión urbana	Hectáreas previstos en otras partes	Hectáreas previstos en total	Numero de lotes que pueden ser desarrollados para el uso residencial (aprox.)
AR-0-B	--	--	--	4,68	4,68	10 ( lote promedio = 4500m2
AR-1-B	16,61	--	--	25,04	41,65	416 (lote promedio = 1000 m2
AR-2-B	42,78	9,12	55,76	32,48	140,14 (menos 30% para vías y usos públicos = 98,10)	2452 ( lote promedio = 400m2
AR-3-B	89,64	9,95	--	38,44	138,03 (menos 30% para vías y usos públicos = 95,83	4831( lote promedio = 200m2
En total:	149,03	19,07	55,76	98,72	324,5	7.709

Tabla 17. Futuras Áreas Residenciales en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

## 3.4 Marco Económico

### 3.4.1 Análisis

La ciudad de Santa Rosa de Copán es un polo importante de desarrollo económico en la región occidental por las siguientes condiciones:

- Su ubicación estratégica en la carretera internacional entre San Pedro Sula, Ocotepeque y las fronteras de El salvador y Guatemala.
- Su amplia oferta educativa (Secundaria y Superior).
- El tema de la centralidad político – administrativa con instituciones de carácter regional (DEI, Región de salud pública, Hospital Regional de Occidente, Corte Suprema de Justicia, Cámara de Comercio, etc.).

Todo esto unido a la actividad comercial y de servicios de los habitantes, muchos visitantes provenientes de las comunidades aledañas acuden a Santa Rosa en busca de servicios

financieros, de salud, educativos, legales o comerciales, lo que ha dado a esta ciudad la capacidad de concentrar mercados diarios y semanales.

La ciudad cuenta aproximadamente con 3,370 tipos de negocios, de los cuales el 5% representan las empresas dedicadas a la industria; el 66% representado por las empresas comerciales y el 29% empresas dedicadas a las actividades prestadoras de servicios.

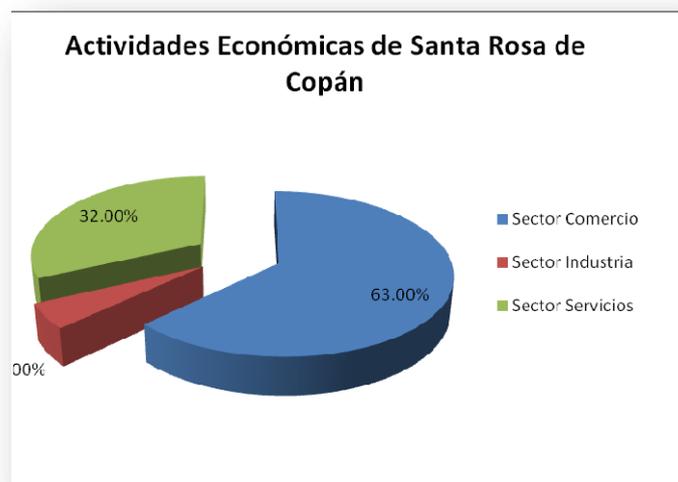


Gráfico 3. Actividades Económicas de Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

Como se puede ver en el mapeo correspondiente, la mayoría de las industrias y talleres de la ciudad se ubican en el casco histórico, y en una franja que va desde la fábrica de puros en la zona baja de la ciudad hacia el Norte, hasta el beneficio de café Exprocci. Otras industrias de mayor escala (Polígono Industrial y VIMACO), están situadas al lado del barrio Los ángeles y en el sector Villa Belén respectivamente. Actualmente la ciudad no cuenta con una zona industrial claramente definida que contiene aun espacios a disposición.

Con relación al uso de suelo, para los industriales es favorable la existencia de áreas de expansión donde se pueden asentar nuevas empresas. Factores importantes que favorecen la actividad industrial son también el poder contar con aguas a precios subvencionados, la posición geográfica de la ciudad y el potencial de almacenar y utilizar agua de lluvias y el hecho de que el costo de la mano de obra en la ciudad es relativamente bajo.

El comercio igual que los servicios están concentrados en el casco histórico y a ambos lados de la carretera internacional. La concentración en el casco histórico se explica también porque pueden ser fácilmente alcanzados a pie y es relativamente más seguro que las otras zonas urbanas. La zona cercana a la carretera internacional tiene muy buen acceso desde la periferia urbana de Santa Rosa y de comunidades aledañas. La zona baja tiene la ventaja de tener una

terminal de transporte y el movimiento de gente que ésta genera, topografía plana y el hecho de ser actualmente una zona de crecimiento y expansión de la ciudad.

Los factores limitantes para estos sectores, en el espacio central, son el caos vehicular (ausencia de ordenamiento vial, nomenclatura y señalización), las estrechas vías de acceso y el difícil parqueo para sus clientes que necesitan transportar la mercadería. La zona baja es propensa a inundaciones y la terminal de transporte se ha convertido en un mercado caótico y desorganizado que además es receptor de las aguas negras de la zona alta. Además de esto, se sacrifican espacios verdes y la municipalidad tiene poco control sobre esto y su capacidad es limitada en la prestación de servicios públicos para el desarrollo adecuado del comercio y servicios (PMUD, 2009).

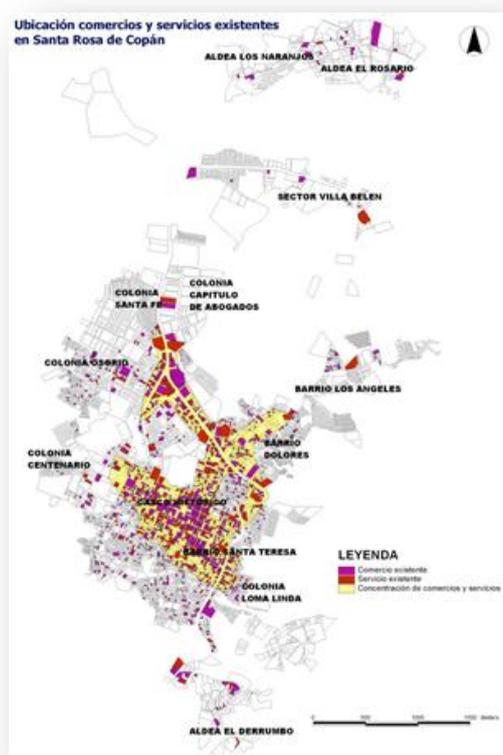


Figura 12. Ubicación comercios y servicios existentes en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

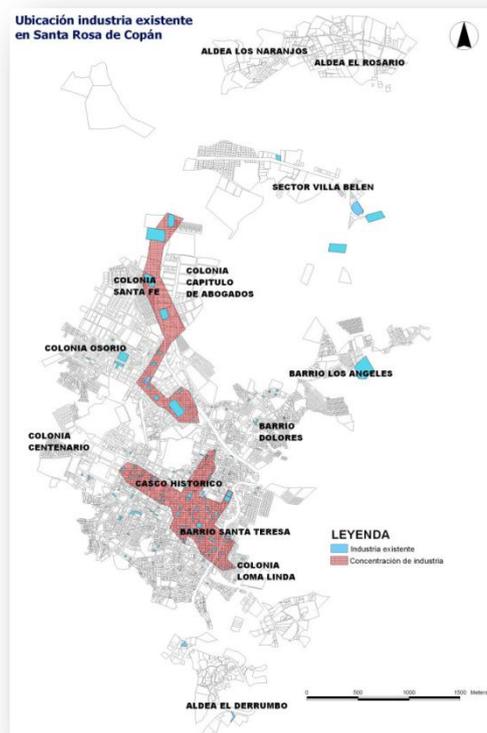


Figura 13. Ubicación industria existente en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

### 3.4.2 Desarrollo Urbano Turístico

Cada año el número de personas que visita la ciudad está aumentando. La mayoría de los visitantes son hondureños, solamente unos pocos extranjeros. Las principales razones para visitar la ciudad son las siguientes:

- Negocios o asistencia en talleres, reuniones y congresos
- Tramites en las oficinas gubernamentales
- Tratamientos médicos
- Trámites legales
- Parada en el viaje desde o hacia San Salvador o Guatemala
- Visita de la feria agostina y las procesiones en la semana santa

Dentro de la ciudad, sobre todo en el casco histórico se encuentra una amplia infraestructura de servicios como hoteles, hospedaje, pensiones, restaurantes, cafeterías y comedores de los que se pueden beneficiar los visitantes. Muchos ciudadanos trabajan en el turismo y es evidente que este sector tiene mucha importancia para la economía urbana.

El Casco Histórico como centro de la ciudad ha sido recuperado, manteniendo las estructuras originales y es donde se concentran los lugares turísticos como la Catedral, el parque central La Libertad, los mercados, las casas históricas y las antiguas calles de piedras

Fuera del Casco Histórico se ubican varios atractivos turísticos como el parque El Cerrito, la fábrica de puros La Flor de Copán, el bar Madre Teresa, el cementerio, la piscina La Sabana y la terminal de transporte. Además están otros recursos turísticos que faltan ser desarrollados como la Microcuenca La Hondura para dar paseos en la naturaleza, la planta de tratamiento para construir un mirador y la comunidad de Los Plancitos para hacer recorridos a pie o a caballo, aprovechando de una biodiversidad enorme, comida tradicional de maíz y la hermosa vista sobre el paisaje montañoso.

Para promover el turismo fue creada la Comisión Ciudadana de Turismo. En los últimos años fueron realizados varios proyectos, entre otros la señalización turística vial del Casco Histórico y sus accesos y la rehabilitación del Parque Central. Actualmente se está construyendo la Plaza Artesanal en que se pretende realizar eventos culturales, se comercializarán las artesanías y gastronomía local, se organizarán ferias regionales, además existe la idea de crear un museo de la ciudad.

Muchas de las propuestas del Plan Maestro de Desarrollo Urbano están relacionadas con el desarrollo turístico de la ciudad. Entre ellos están las propuestas para mejorar el sistema vial, la creación de un nuevo parque público como jardín botánico y la declaración de zonas de desarrollo forestal con potencial para proyectos de ecoturismo (PMUD, 2009).

### 3.4.3 Futuras Necesidades

El siguiente cuadro muestra las actividades económicas por sector que tendrán mayor crecimiento en los próximos 20 años.

	Industria	Comercio	Servicio
1	Producción de puros	Centro de abasto (granos básicos, materiales de construcción)	Servicios profesionales (médicos públicos y privados, jurídicos, educacionales públicos y privados)
2	Beneficios de café	Abarroterías	Bienes y raíces (viviendas, apartamentos)
3	Producción de ladrillos (para pared y para pisos)	Venta de verduras	Servicios financieros
4	Producción de bloques de concreto	Ferreterías	Servicios hoteleros
5	Procesamiento de pastes	Farmacias	Restaurantes

Tabla 18. Actividades Económicas en crecimiento en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

El siguiente cuadro muestra los espacios en hectáreas que actualmente están ocupados por actividades económicas y las necesidades a futuros espacios para estas actividades según las proyecciones poblacionales.

Actividades económicas	2009	2019	2029
Mayores industrias	12,11	18,50	28,27
Comercios, servicios, talleres	64,69	98,84	151,03

Tabla 19. Actividades Económicas en espacios por hectárea en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

Según estas proyecciones dentro del Perímetro Urbano hay que proveer por lo menos unas 16,16 hectáreas como áreas para futuras industrias y unas 86,34 hectáreas para futuros comercios, servicios y talleres (PMUD, 2009).

En base a lo anterior fueron formulados los siguientes objetivos para dirigir el futuro desarrollo urbano económico:

- Crecimiento de futuras actividades económicas en lugares adecuadas, sin promover conflictos de usos no adecuado uno al lado del otro.
- Instalación de nuevos talleres con emisiones e establecimientos industriales fuera de las áreas residenciales.
- Promover un crecimiento urbano en forma poligonal y descentralizada, es decir de crear sub-centros de actividades económicas en las nuevas zonas de expansión urbana.

### 3.4.4 Planificación

El Casco Histórico de la ciudad ya no tiene espacios libres para ubicar nuevos comercios y servicios; se supone que al lado de la Carretera Internacional se aumentará aun la cobertura de estas actividades, pero también ahí las capacidades son bien limitadas para cumplir las futuras necesidades. Así es necesario de proveer nuevas áreas para estas actividades económicas dentro de las zonas de expansión urbana, también para cumplir el objetivo de promover un crecimiento urbano en forma poligonal y descentralizada.

A ambos lados de los bulevares planificados en las nuevas zonas de expansión urbana, está previsto establecer nuevas concentraciones de comercios y servicios. Están previstos dos posibles lugares para la futura terminal de transporte, este equipamiento funcionará también

como un motor de desarrollo para futuras actividades económicas en la zona alrededor y está considerado como un proyecto que se realizará con inversiones privadas y en que serán integrados a una serie de comercios y servicios. Otro proyecto importante relacionado con el desarrollo urbano económico será la construcción del primer mall o centro comercial en Santa Rosa, el terreno ya está definido y como tal marcado en el Mapa de Zonificación del uso del suelo.

Como áreas para futuras actividades económicas están previstas un total de 120,73 hectáreas, de las cuales 99,50 hectáreas serán principalmente para el uso de comercios y servicios, pero en estas áreas pueden ser instalados también establecimientos industriales de pequeña escala que no sean molestas.

En las orillas de la Zona A de expansión urbana está provista la nueva Zona Industrial A de unos 11,15 hectáreas y al lado del existente Polígono Industrial está provisto la Zona Industrial B con unos 1,37 hectáreas. En estas zonas se debe evitar la instalación de establecimientos industriales que producen mayores emisiones o aquellos que significan un mayor peligro para las áreas residenciales cercanas.

En un sitio que se ubica atrás de una colina está prevista la Zona Industrial C con unas 7,67 hectáreas. Su ubicación permite la instalación de industria que produce emisiones y equipamientos de un mayor riesgo (PMUD, 2009).

Tipo de actividad económica	Áreas existentes hectáreas	Áreas provistos en hectáreas				
		Zona A de Expansión Urbana.	Zona B de expansión urbana	Zona C de expansión urbana	Otras partes	Hectáreas de las áreas provistos en total
Áreas de comercios y servicios	64,69	76,67	15,60	--	7,23	99,50
Áreas industriales	12,11	11,88	--	--	9,35	21,23

Tabla 20. Actividades Económicas en espacios por hectárea en zonas de expansión (PMUD, 2009).

Las necesidades en la infraestructura física para potenciar la actividad económica son:

- Ampliación de la frontera hidrosanitaria de la ciudad e implementación de un sistema de alcantarillado.
- Mejoramientos del sistema vial para mejorar accesos.
- Proyección de nuevos bulevares en las zonas de expansión urbana.

- Desarrollar nuevos equipamientos de interés social como centros educativos y centros de salud.
- Crear nuevos áreas de recreación como parques y centros deportivos.

### 3.5 Marco Social.

#### 3.5.1 Actuales Equipamientos de Interés Social.

Santa Rosa de Copán, como centro regional del Occidente es la ciudad que ofrece una gran variedad de equipamientos de interés social. Muchos de estos equipamientos sirven para que los visitantes que provienen de los municipios aledaños, del Departamento de Copán, Ocotepeque, Lempira y Santa Bárbara puedan realizar sus trámites en las diferentes oficinas gubernamentales, hacer sus trámites legales, atender sus requerimientos de salud y educación y por supuesto comprar y comercializar diferentes productos. La siguiente tabla muestra la diversidad y cantidad de equipamientos de interés social con que nuestra ciudad cuenta (PMUD, 2009).

Actuales equipamientos de interés social	
Educación	Kínder (20); Centros básicos / escuelas (15); Institutos secundarias (9); Universidades (4)
Salud	Hospitales (2); CESAMOS (4)
Recreación	Parques públicos (4); Canchas deportivas (17); Gimnasio Municipal; Estadio Miraflores; Estadio Infantil
Otros equipamientos de interés social	Hogares (5); Centros comunitarios (5); Mercados y ferias municipales (4); Puestos policiales (5); Iglesias (64); Cementerios (3); Baños y lavaderos públicos (3); Plantas de tratamiento de agua potable (3); Alcaldía Municipal; Empresa de Agua de Santa Rosa; Cuerpo de bomberos; Oficina de información turística; Centro de la mujer Copáneca; Gobernación Departamental; Sociedad Copáneca de Obreros; Casino Copáneco; Adelsar; Correo central; Plaza artesanal; Granja penal; Secretaría de trabajo; ENEE; Edificio Capitulo de Abogados; Aeronáutica civil; SERNA; Vivero Municipal; Auditorio Monseñor José Carranza Chevez; Caritas; Jubilados Pensionados (oficinas); Casa de la Cultura; Edificio del Poder Judicial; Rastro Municipal; Centro de las artes y patrimonio; Batallón; Seguro Social; Terminal de transporte; Relleno sanitario

Tabla 21. Actuales equipamientos de interés Social en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

### 3.5.2 Futuras Necesidades

La siguiente tabla contiene una proyección de las futuras necesidades del sector educación.

	2009			2019			2029		
	Población	Matriculas	Numero de equipamientos	Población	Matriculas proyectadas	Numero de equipamientos	Población	Matriculas proyectadas	Numero de equipamientos
Kínderes	aprox. 2.250 niños de 4 a 6 años <sup>2</sup>	1.371	15 oficiales <sup>3</sup>	aprox. 3.450 niños de 4 a 6 años	1.75	18 oficiales <sup>4</sup>	aprox. 5.300 niños de 4 a 6 años	2.7	27 oficiales
		1955	5 privados						
Escuelas	aprox. 8.900 niños de 6 a 15 años <sup>6</sup>	5.056	15 oficiales <sup>7</sup>	aprox. 13.600 niños de 6 a 15 años	11.95	22 oficiales <sup>8</sup>	aprox. 20.750 niños de 6 a 15 años	18.25	33 oficiales
		7509	5 privados						
Institutos Secundarios	aprox. 2.950 niños 16 18 años	3.451	2 oficiales (capacidad para 3.780 niños) <sup>10</sup>	aprox. 4.500 niños 16 a 18 años	4.6	3 oficiales <sup>11</sup>	aprox. 6.900 niños 16 a 18 años	6.350 <sup>12</sup>	5 oficiales
		2.05	7 privados (capacidad para 2.835 niños)						

Tabla 22. Proyección de las futuras necesidades del sector educación en Santa Rosa de Copán (PMUD, 2009).

Para estar preparados para el crecimiento poblacional hay que proveer la creación de 3 nuevos kínderes oficiales, 7 nuevos centros básicos oficiales y un nuevo instituto de secundaria hasta el año 2019. Entre 2019 y 2029 deben ser construidos 9 nuevos kínderes oficiales, 11 nuevos centros básicos oficiales y dos nuevos institutos de secundaria

Para poder brindar un adecuado servicio de salud a la población creciente será necesario crear 2 nuevos CESAMOS y un nuevo hospital hasta 2019 y después hasta 2029 crear otros dos nuevos CESAMOS.

Cada año es un conflicto la ubicación de la tradicional Feria Agostina, en vista de que la Municipalidad no cuenta con un espacio propio para su ubicación. Por lo anterior se considera de urgencia poder adquirir un predio, que en el resto del año pueda utilizarse para otras actividades de interés comunitario.

El número de los actuales espacios de recreación, es decir canchas deportivas y parques públicos son muy pocos y con la población creciendo se necesitara crear nuevos. Es por ello que debe dársele especial atención a los predios que las lotificadoras dejan para uso social, ya que las necesidades son diversas (PMUD, 2009).

### **3.5.3 Planificación**

El actual número de terrenos baldíos que pertenecen a la Municipalidad no es suficiente para poder cumplir las futuras necesidades a usos de interés social, así que un grande reto será la futura compra de otros terrenos para poder ubicar estos usos, es necesario que cada año se deje una partida en el Plan de Inversión Municipal (PIM), para ir cubriendo la demanda.

La construcción de nuevos equipamientos oficiales de educación tendrá prioridad hasta 2019 y hasta 2029. La Municipalidad cuenta solamente con 6 terrenos donde se pretende construir nuevos kínderes, 5 terrenos para futuros centros básicos y 3 terrenos para futuros institutos secundarios.

En un futuro se prevé la construcción de un nuevo hospital. Esta iniciativa la ha estado coordinando la dirigencia de la Iglesia Católica, en la ciudad. El terreno donde se pretende ejecutar la obra está marcado en el Mapa del uso del suelo y no debe ser utilizado para uso residencial ni cualquier otra actividad económica.

Para poder brindar un servicio de salud adecuado a la población creciente deben ser construidos por lo menos cuatro nuevos CESAMOs en los próximos 20 años.

La recomendación del PMDU es de construir una nueva terminal de transporte en donde se encuentran todas las empresas de transportes. Para la construcción de este equipamiento fueron identificados dos opciones, los dos en terrenos que actualmente son privados. La prioridad tiene la ubicación en la Zona B de expansión urbana una vez que se ha construido el bulevar hacia el futuro aeropuerto, la segunda opción será en la Zona A de expansión urbana. Una vez que la Municipalidad tenga comprado uno de las dos áreas y comience a desarrollarse para el terminal de transporte, el otro terreno debe ser utilizado para el uso de comercios y servicios con los reglamentos correspondientes y el terreno donde actualmente se encuentra la terminal debe servir para construcción de un nuevo Mercado Municipal.

Igual para la Feria Agustina se tiene definido dos posibles lugares, los cuales actualmente son privados. La prioridad tiene un área que está en el sector de la Colonia Divina Providencia y la Colonia Capítulos de Abogados en la Zona A de expansión urbana. La otra opción será al lado de la Carretera hacia Gracias en la Colonia Los Pinares.

En el Mapa de Zonificación de uso del suelo están marcados tres nuevos lugares para ferias del agricultor y dos posibles lugares para ampliar el cementerio general, en todos estos casos se trata de propiedades privadas que la Municipalidad necesitara comprar.

Por último, en las Zona A y B de expansión urbana se pretende desarrollar los márgenes pluviales como espacios públicos con un ancho de 25 metros, es decir 12,5 metros a cada lado (PMUD, 2009).

### **3.6 Conclusión.**

Conociendo los escenarios planificados respecto a los aspectos territoriales, económicos y sociales, se puede establecer en área las líneas para difundir el ámbito de la situación horizonte que se planificara en el presente plan director de saneamiento en el capítulo 6.

### **3.7 Bibliografía.**

(PDAS, 2002). “Plan Director de Alcantarillado Sanitario de Santa Rosa de Copán, 2002“, Municipalidad de Santa Rosa de Copán.

(PMDU, 2009). “Plan Maestro de Desarrollo Urbano de Santa Rosa de Copán, 2010-2030”, (Diciembre, 2009). Municipalidad de Santa Rosa de Copán.

## **Capítulo 4.**

### **Diagnóstico de la situación Actual.**

#### **4.1 Introducción**

En este marco se analiza la necesidad de gestionar la ejecución del plan director de alcantarillado sanitario, considerando que la descarga de aguas residuales se realiza a través de redes que disponen libremente las aguas colectadas a los cauces naturales de las quebradas que circulan por la ciudad sin ningún tratamiento, convirtiéndose en focos de contaminación ambiental para la población.

En consecuencia, se aborda el análisis de la problemática de la red de saneamiento de Santa Rosa de Copán, realizando la elaboración de un modelo de simulación.

Este análisis toma dos puntos de partida, por una parte se diagnosticará el funcionamiento actual de la red, a partir de los resultados del modelo de red actual y en segundo lugar se pronosticará la situación futura, con el crecimiento urbanístico contemplado en el modelo en el capítulo 6.

#### **4.2 Descripción del Modelo de Cálculo**

Un modelo de simulación, es un prototipo que permite definir y reproducir las características y el comportamiento de la red de saneamiento para una situación real. Por otra parte un modelo de simulación ha de permitir modelar la escorrentía y la propagación de los caudales resultantes a través de la red.

El modelo de Simulación SWMM 5.0, fue desarrollado bajo la supervisión y financiamiento de la Agencia de Protección del Medio Ambiente (Environmental Protection Agency, EPA) de los Estados Unidos de Norte América, es uno de los primeros modelos numéricos de simulación para sistemas de drenaje urbano y el más usado al ser de libre distribución, (ITA, 2012).

Debido a esto se tomó la decisión de utilizar el modelo de simulación SWMM 5.0, ya que es un modelo numérico que permite simular el comportamiento hidrológico-hidráulico de un sistema de drenaje urbano, cumpliendo por tanto las expectativas de la tesina.

## 4.2.1 Elementos del modelo hidráulico.

### ➤ **Nodos de Conexión.**

Tiene como función principal unir dos o más elementos de conexión. En este tipo de objetos se puede representar los pozos de un sistema de alcantarillado, el cruce de calles así como la unión de dos o más canales de drenaje o algún nodo que sirva de conexión. Dentro de los datos principales a introducir en este tipo de objetos se puede mencionar su cota de fondo y su altura hasta la superficie de terreno. (Manuel Gómez, 2007).



Figura 14. Pozo de registro, (ITA, 2012).

### ➤ **Nodos de Descarga.**

Estos corresponden a nodos en los puntos finales de la red, los cuales definen las condiciones de contorno aguas abajo del sistema. Estas condiciones de contorno pueden ser del tipo de calado crítico o calado normal de la tubería que conecta el tramo final con el nodo de descarga, la elevación fija de la lámina de agua en el nodo, hidrogramas en los puntos finales de red. El nodo de descarga solo puede tener un conducto que lo conecta y este requiere como datos la cota de fondo y el tipo de condición de contorno a emplear. (Manuel Gómez, 2007).

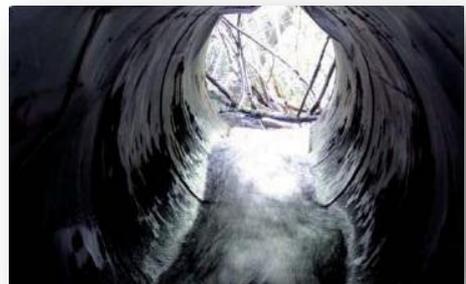


Figura 15. Nodo de descarga de la red. (ITA, 2012).

### ➤ **Elementos de Almacenamiento.**

Es un objeto que tiene la propiedad de almacenar un determinado volumen de agua. Este tipo de elemento es el más representativo para introducir los depósitos de retención de cualquier tamaño y configuración (con o sin derivación). La relación volumétrica de almacenamiento en estos tipos de elementos se puede introducir en forma de una tabla de área superficial de la lámina de agua versus el calado en el depósito. (Manuel Gómez, 2007).

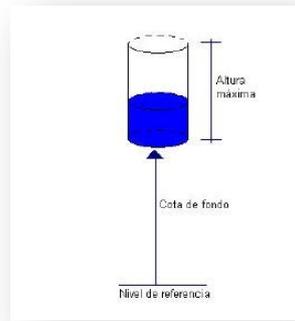


Figura 16. Elemento de almacenamiento. (Gómez, 2007).

➤ **Conductos.**

Son los elementos que transportan el flujo a través de la red de drenaje. Representan las tuberías, alcantarillas o canales por los cuales el agua trasiega desde un nodo a otro. Este tipo de elementos se caracterizan por su longitud, conexión entre un nodo inicial y otro denominado nodo final, una sección transversal representativa, coeficiente de rugosidad, entre otros parámetros. SWMM 5.0 permite elegir entre 21 formas de secciones transversales predefinidas, así como también introducir secciones transversales naturales de forma irregular. (ITA, 2012).

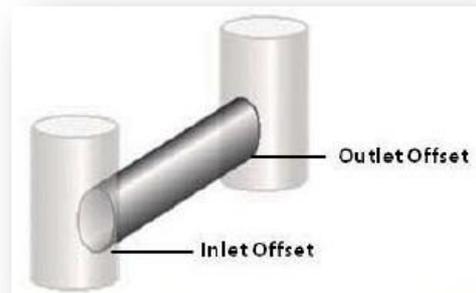


Figura 17. Conductos de la red. (ITA, 2012).

➤ **Regulador de Flujo**

Este tipo de elementos representan estructuras hidráulicas especiales, que son utilizadas para controlar el flujo, derivarlo cuando sea necesario de igual manera prevenir las entradas en carga no aceptables en la red de drenaje. Este tipo de elementos son representados como un conector entre dos nodos, aunque el regulador tiene su ubicación en el nodo aguas arriba. Se puede considerar en este elemento la opción de una válvula de no retorno, para impedir que el flujo tome un sentido opuesto. Este método de regulación puede ser utilizado en elementos de almacenamiento y en todos los métodos de propagación utilizados por SWMM 5.0, estos pueden estar representados como:

✓ Orificio

Representa una abertura ya sea en los muros o en la base de los nodos de conexión y depósitos de almacenamiento, con el único objetivo de restringir el flujo. SWMM 5.0 tiene la propiedad de controlar dinámicamente el área del orificio con las reglas de control, lo que da lugar a modelar las compuertas y el efecto del manejo de las mismas sobre la red. SWMM 5.0 utiliza la siguiente ecuación para el cálculo de un orificio:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

donde Q es el caudal que desagua por el orificio, Cd es el coeficiente de descarga del orificio, A es el área del orificio, g es la aceleración de la gravedad y h es la carga aguas arriba del orificio. (Manuel Gómez, 2007).

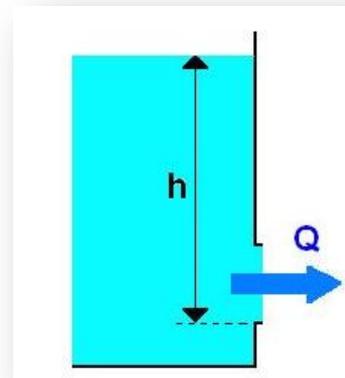


Figura 18. Orificio. (Gómez, 2007).

✓ Vertedero

Este tipo de elemento representa una abertura no restringida en el sentido vertical, y definida transversalmente o paralelamente al flujo, se usa como una estructura que permite medir caudal. En SWMM 5.0 se puede elegir entre 4 tipos de vertederos según sea el caso a utilizar.

<i>Tipo de vertedero</i>	<i>Forma de la sección transversal</i>	<i>Ecuación</i>
Transversal	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2}$
Lateral	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{5/3}$
Hendidura en V	Triangular	$Q = C_w \cdot S \cdot h^{5/2}$
Trapezoidal	Trapezoidal	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2} + C_{ws} \cdot S \cdot h^{5/2}$

Tabla 23. Tipos de vertederos. (Gómez, 2007).

donde  $Q$  es el caudal de descarga sobre el vertedero,  $C_w$  es el coeficiente de descarga del vertedero,  $L$  es la longitud del vertedero,  $h$  es la carga a través del vertedero,  $S$  es la pendiente de los costados de la hendidura y  $C_{ws}$  es el coeficiente de descarga a través de los costados del vertedero en caso sea trapezoidal. (Manuel Gómez, 2007).

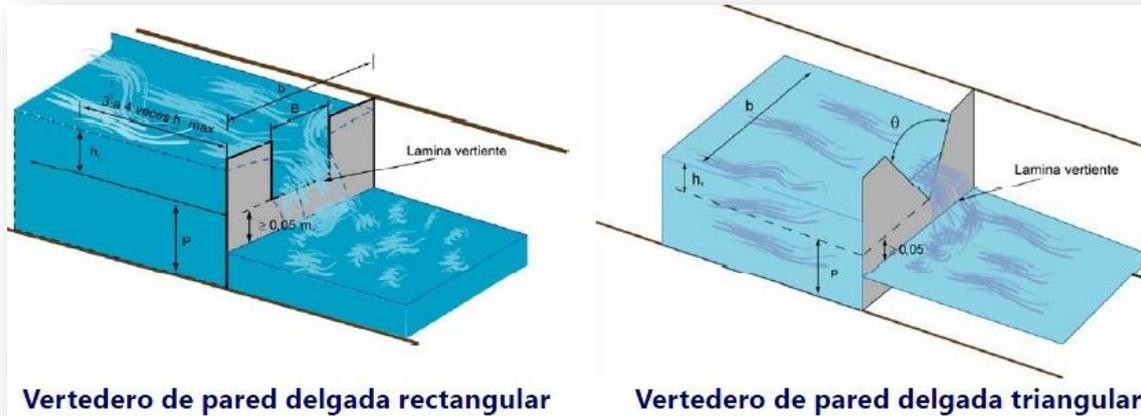


Figura 19. Tipos de vertederos. (ITA, 2012).

✓ Descargas

Este elemento sirve como regulador y puede representar relaciones especiales de carga-caudal que no pueden ser caracterizadas por bombas, orificios o vertederos. Esta relación puede ser establecida mediante una tabla o través de la siguiente expresión.

$$Q(h) = Ah^b$$

Ecu (2).

donde  $Q$  es el caudal que descarga el outlet,  $A$  y  $B$  son coeficientes de la función y  $h$  es la carga a través del outlet. (ITA, 2012).

➤ **Generación de los Elementos hidráulicos en el modelo SWMM 5.0**

Dentro del conjunto de elementos hidráulicos a introducir se procedió en primer lugar al uso de una hoja Excel en donde se especificaron todos los pozos con sus respectivas coordenadas cartesianas, invertidas, altura de cada pozo, etc. También se ordenaron los conductos entre cada uno de los pozos con sus respectivos diámetros, rugosidades y longitudes. Toda esta información fue traspasada al archivo INP de SWMM 5.0 empezando por el colector principal para luego introducir las redes secundarias, como se muestra en las siguientes figuras.

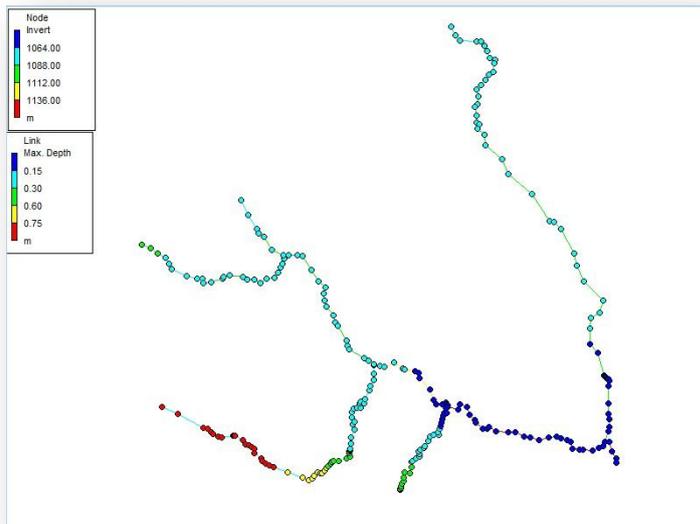


Figura 20. Colector Principal de la Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán en SWMM 5.0.

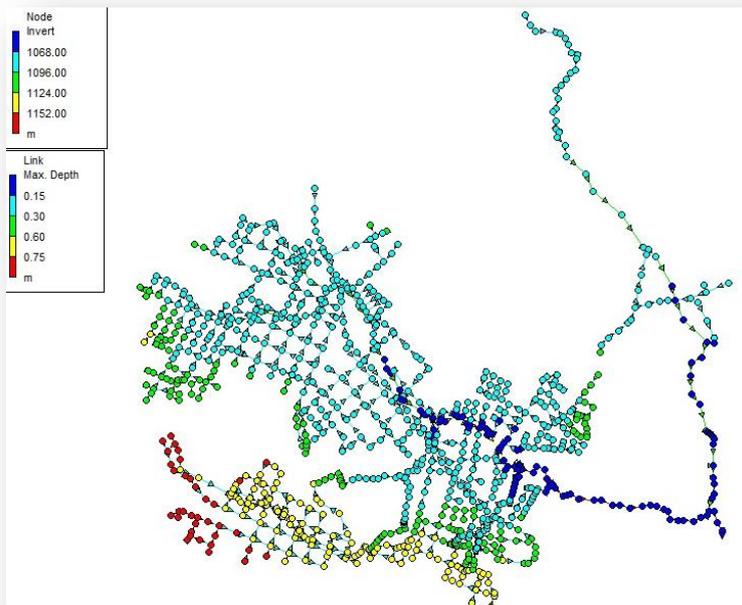


Figura 21. Colector Principal y redes Secundarias de la Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán en SWMM 5.0.

## **4.2.2 Elementos del modelo hidrológico.**

### **➤ Precipitación**

Proporciona la precipitación sobre una o más subcuencas, y es uno de los dos objetos imprescindibles para representar el proceso de escorrentía superficial sobre el área de drenaje.

### **➤ Subcuenca**

Es el otro objeto necesario para modelar la escorrentía superficial, representa la superficie de terreno cuyas características topográficas e hidrológicas – hidráulicas dirigen la escorrentía hacia un único punto de salida de la subcuenca. (GMMF, 2005).

### **➤ Generación de los Elementos hidrológicos en el modelo SWMM 5.0**

La introducción de los elementos hidrológicos correspondientes a la cuenca del municipio de Santa Rosa de Copán se realizó posteriormente y se detalla en el apartado 4.3 en conjunto con la introducción de los respectivos parámetros que acompañan a estos elementos.

## **4.2.3 Métodos de Cálculo**

Las rutinas de cálculo utilizadas por SWMM 5.0 se desarrollan sobre los principios de Conservación de la Masa y Conservación de la cantidad de Movimiento (Ecuaciones de Saint – Venant). Para realizar el cálculo de calados, velocidad, caudales y otras variables que sean de interés. Procesos como la infiltración, escorrentía superficial, propagación del flujo a través de la red, son simulados con la aplicación de estos principios.

La escorrentía superficial que se produce en cada subcuenca es calculada por SWMM 5.0 tomando en cuenta que cada una de las subcuencas se comporta como un depósito no lineal. El modelo de un depósito no lineal es un modelo en el cual se aplica la ecuación de Conservación de la Masa y una ecuación de Onda Cinemática para calcular el caudal que se produce debido a la escorrentía superficial en los puntos de salida de cada una de las subcuencas. Para este modelo de depósito se aplican varios parámetros como son el área en planta, el ancho de la subcuenca, rugosidad superficial de la misma, entre otros. Además, la infiltración que se puede producir en cada subcuenca puede ser determinada eligiendo tres modelos que SWMM 5.0 incorpora: método de Green Ampt, método de Horton y el método del Número de Curva del NRCS.

A su vez en SWMM5 se puede elegir entre tres diferentes metodologías de cálculo del flujo en la red de drenaje. La primera es la llamada Steady Flow Routing, la cual consiste en asumir que entre cada intervalo de tiempo de cálculo las condiciones del flujo no cambian; se podría decir que se tiene un flujo permanente. La segunda metodología es denominada como Kinematic Wave (Onda Cinemática), y en la cual se considera la variabilidad temporal del flujo. En este método se resuelve la ecuación de la Conservación de la Masa y también se da una aproximación de la ecuación de conservación de la cantidad de Movimiento. El tercer método es el que consiste en la resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant (Conservación de la Masa y Cantidad de Movimiento), el cual es denominado como método de la Onda Dinámica (Dynamic Wave). Este es el método más físicamente correcto que se aplica en el cálculo de la simulación, aunque demanda un mayor tiempo de proceso de cálculo computacional. (Manuel Gómez, 2007).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAI_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0$$

Ecu. (3)

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R_h^{\frac{4}{3}}} [V_t] Q_{t+\Delta t} + 2V(\Delta A/\Delta t)_t \Delta + V^2 [(A_2 - A_1)/L] \Delta t - gA[(H_2 - H_1)/L] \Delta t$$

Ecu. (4)

Donde  $k = gn^2$ , con  $n$  coeficiente de rugosidad de Manning,  $L$  es la longitud del conducto, y  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo en el cálculo. Despejando el valor de caudal en el instante  $t + \Delta t$ , tenemos.

$$Q_{t+\Delta t} = \left[ \frac{1}{\left(1 + \frac{k\Delta t}{R_h^{\frac{4}{3}} [V]}\right)} \right] [Q_t + 2V(\Delta A/\Delta t)_t \Delta + V^2 [(A_2 - A_1)/L] \Delta t - gA[(H_2 - H_1)/L] \Delta t$$

Ecu. (5)

Los valores de  $V$ ,  $A$  y  $R$  que aparecen en la ecuación, están ponderados entre los valores de los nodos aguas arriba y aguas abajo. La variación de área respecto al tiempo, se calcula hacia atrás, en el instante  $t$ , por lo que es dato conocido. Se puede reescribir esta expresión final como

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{A_t + \Delta Q_{gravedad} + \Delta Q_{inercia}}{1 + \Delta Q_{rozamiento}}$$

Ecu. (6)

donde están representadas todas las fuerzas actuantes sobre la masa del agua en la red de drenaje. La ecuación de conservación de la masa en cada nudo se puede representar como:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \Sigma Q_t \Delta t / A_{s_t} \quad \text{Ecu. (7)}$$

donde  $A_{s_t}$  es el área en planta del nudo. Entendemos como área en planta del nudo la suma del área en planta del pozo de registro, más la mitad del área resultante de cada conducto concurrente en el nudo, tal y como se aprecia en la figura.

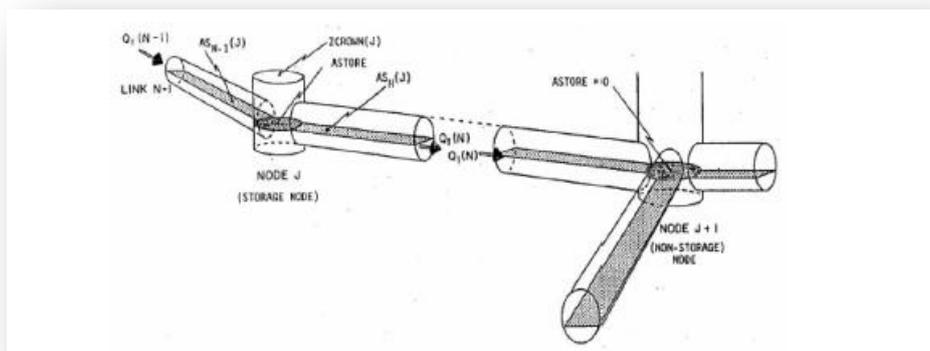


Figura 22. Aplicación de la ecuación de la conservación de la masa en SWMM 5.0 para un pozo de registro en la red. (Gómez, 2007).

### 4.3 Parámetros del Modelo Hidrológico.

Ciertamente, en SWMM 5.0 se puede dibujar cada subcuenca sobre una imagen georeferenciada para delimitar la cuenca que se desee estudiar. Sin embargo, dado el nivel de discretización de la red, para este caso se usó el método de cálculo del área de cada subcuenca en el cual se definen las cuencas que verterán a cada pozo empleando el método de las mediatrices o de los polígonos de Thiessen, en donde se asigna a cada punto su pozo más cercano como cuenca vertiente.

Se ha partido de los datos de partida de los pozos de registro con sus respectivas coordenadas así como de cada una de las subcuencas digitalizadas en una Hoja CAD, en que se divide la cuenca norte de Santa Rosa de Copán. Teniendo ambos archivos se ha realizado el cálculo de los mismos en un software de sistema de información geográfica, (ArcView 3.2), en el cual se ha procedido a determinar de manera digital las subdivisiones de los polígonos para cada uno de los pozos de cada subcuenca pertenecientes a toda la cuenca en estudio.

La cuenca norte de santa rosa de Copán se dividió en 5 subcuencas para un mejor análisis de la misma, a las cuales se les asigno un código para su respectivo reconocimiento.



Figura 23. Subcuencas de la Cuenca Norte.

- ✓ Cuenca Norte N1: Ubicada en dirección Sur de la cuenca en estudio.
- ✓ Cuenca Norte N2: Ubicada en dirección Noroeste de la cuenca en estudio.
- ✓ Cuenca Norte N3: Ubicada en dirección norte de la cuenca en estudio.
- ✓ Cuenca Norte N4: Ubicada en dirección sureste de la cuenca en estudio.
- ✓ Cuenca Raíces R: Ubicada en dirección Noreste de la cuenca en estudio.

Para obtener un orden lógico se le asignó un código de identificación a cada pozo de registro tanto para el tramo del colector principal que atraviesa cada subcuenca así como también para los pozos de la red secundaria perteneciente a cada una de las subcuencas antes mencionadas.

Siendo PN el código de identificación para los pozos en el tramo del colector principal y posteriormente un valor numérico el identificativo de ubicación por subcuenca. Lo mismo para los pozos secundarios siendo la variable M la utilizada para el código para las cuencas N1 hasta N4 y la variable I para la subcuenca Raíces.

NODO	XCOORD	YCOORD
PN101	28968.904	50532.1
PN102	29063.061	50487.818
PN103	29215.709	50405.37
PN104	29242.322	50398.808
PN105	29263.741	50380.986
PN106	29271.618	50367.147
PN107	29307.182	50353.667
PN108	29328.425	50347.225
PN109	29393.025	50355.364
PN110	29399.493	50356.584
PN111	29405.742	50356.637

Tabla 24. ID nodos de conexión.

Una vez obtenidas las áreas y cada uno de los polígonos correspondientes a cada pozo de registro, se procedió a darles un código de identificación siendo este un prefijo denominado “Sub\_” al código de cada uno de los pozos al cual vierte cada una de las subcuencas. Con el apropiado uso de una hoja Excel, así como también de la herramienta EpaCad, se ha procedido a introducir cada uno de los polígonos en SWMM 5.0, realizando la conexión a su respectivo pozo de registro, con el adecuado manejo de los archivos de extensión INP, utilizados por SWMM 5.0, lo que ha permitido realizar el proceso de cálculo en un menor tiempo.

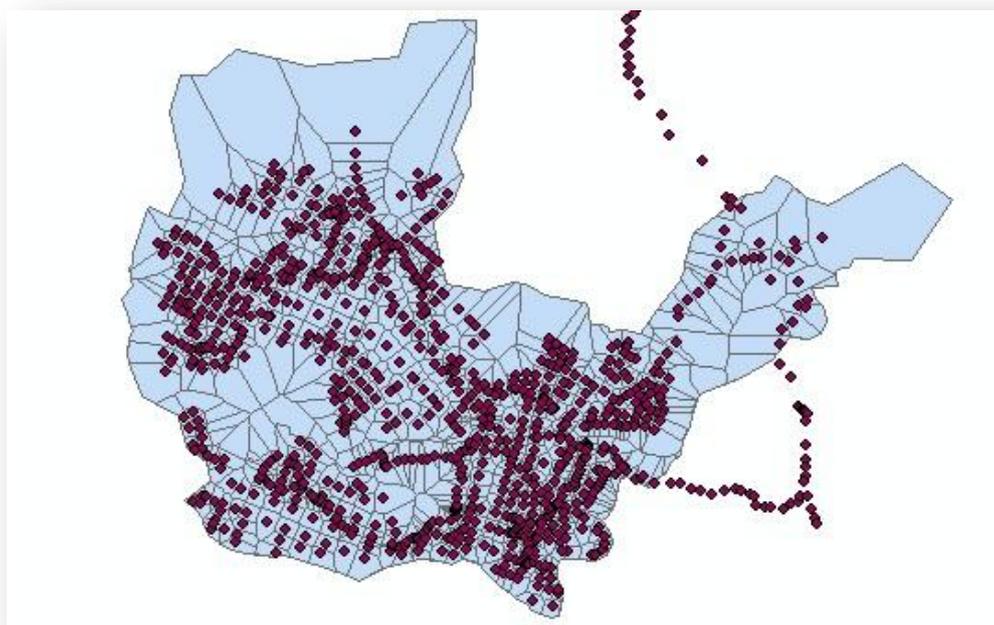


Figura 22. Polígonos de Thiessen de la Cuenca Norte. (ArcView 3.2)

[SUBCATCHMENTS]							
Name	Raingage	outlet	Total Area	Pcnt. Imperv	width	Pcnt. Slope	Curb Length
Sub_11051	T2	11051	6.498	0	254.91	5	0
Sub_11052	T2	11052	0.755	0	86.89	5	0
Sub_11053	T2	11053	1.082	0	104.02	5	0
Sub_11054	T2	11054	2.293	0	151.43	5	0
Sub_11055	T2	11055	1.596	0	126.33	5	0
Sub_11056	T2	11056	1.069	0	103.39	5	0
Sub_11057	T2	11057	1.202	0	109.64	5	0
Sub_11058	T2	11058	1.046	0	102.27	5	0
Sub_11059	T2	11059	0.833	0	91.27	5	0
Sub_11060	T2	11060	0.4	0	63.25	5	0
Sub_11062	T2	11062	1.581	0	125.74	5	0
Sub_11063	T2	11063	1.503	0	122.6	5	0
Sub_11064	T2	11064	0.368	0	60.66	5	0
Sub_11065	T2	11065	19.177	0	437.92	5	0
Sub_11066	T2	11066	0.835	0	91.38	5	0
Sub_11067	T2	11067	0.647	0	80.44	5	0
Sub_11068	T2	11068	2.945	0	171.61	5	0
Sub_11069	T2	11069	0.639	0	79.94	5	0
Sub_11070	T2	11070	1.902	0	137.91	5	0

Figura 24. Archivo INP Subcuencas de la cuenca norte de Santa Rosa de Copán.

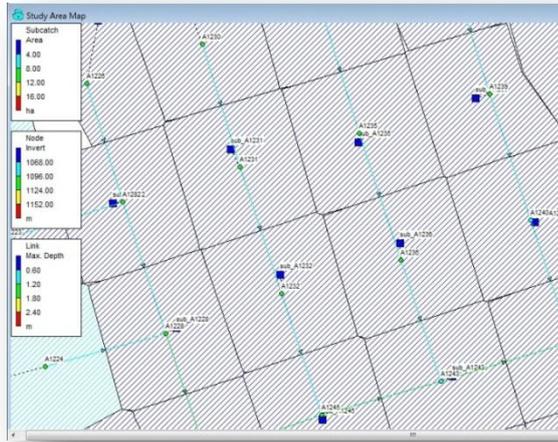


Figura 25. Polígonos de thiessen, conductos y nudos de conexión de la cuenca norte de Santa Rosa de Copán en SWMM 5.0

➤ **Usos de suelos.**

Conocida la zonificación del uso del suelo urbano de Santa Rosa de Copán en el capítulo 3, (apartado 3.3.1 Análisis del uso residencial y sus tendencias) se determinaron los siguientes tipos de usos de suelos:

- ✓ Área urbana consolidada (Casco Urbano)
- ✓ Área residencial de alta densidad.
- ✓ Área residencial de mediana densidad.
- ✓ Área residencial de baja densidad.
- ✓ Área Forestal.

SWMM 5.0 permite tres modelos de infiltración: Horton, Green –Ampt y Numero de Curva, siendo este último el seleccionado para modelar las pérdidas por infiltración relacionadas con los diferentes tipos suelos presentes en el municipio de Santa Rosa de Copán

El método del Numero de Curva fue desarrollado por el Soil Conservation service de los Estados Unidos, es un método muy difundido sobre todo gracias a los numerosos datos de campo que existen. En la realidad no se trata de un modelo de infiltración sino de un modelo global de pérdidas de precipitación, con que se trata de reflejar tanto las intercepciones como las pérdidas por almacenamiento en depresiones. La base del modelo es la ecuación de continuidad:

$$V = E + F + P_o$$

Ecu (8).

donde  $V$  es la precipitación bruta,  $P_o$  el umbral de escorrentía,  $E$  la escorrentía acumulada y  $F$  la infiltración acumulada. También el modelo toma en cuenta la siguiente relación empírica entre el conjunto de variables vistas anteriormente.

$$\frac{F}{S} = \frac{E}{V - P_o}$$

Ecu (9).

donde  $S$  es la máxima infiltración acumulada que puede producirse en el suelo. Combinando ambas ecuaciones, se obtiene la ecuación básica del modelo de infiltración:

$$E = \frac{(V - P_o)^2}{V - P_o + S}$$

Ecu (10).

Para poder utilizar el modelo en una simulación continua, es necesaria una forma diferencial de la ecuación anterior, es decir:

$$\frac{\partial E}{\partial t} = \frac{(V - P_o)(V - P_o + 2S)}{(V - P_o + S)^2} \frac{\partial V}{\partial t}$$

Ecu (11).

El procedimiento del número de curva propone una relación entre la capacidad de retención máxima del suelo y la composición y ocupación del mismo. Clasifica los terrenos asignándoles un número entre 0 y 100, tabulado en función de la composición mineralógica del terreno, clases A, B, C y D, según sean suelos más permeables (tipo A) o más impermeables (tipo D), y una serie de ocupaciones en superficie del terreno, al que denomina número de curva CN de manera que la retención máxima expresada en mm será dada por la ecuación:

$$S = 25,4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Ecu (12).

Terrenos muy permeables con capacidad de retención prácticamente infinita tendrían números de curva de 0, mientras que terrenos muy impermeables con capacidad de infiltración nula recibirían un número de curva de 100. De manera general el modelo

de curva puede interpretarse así como un modelo de dos parámetros, CN y abstracción inicial  $I_o$ . (Manuel Gómez, 2007)

Los números de curva utilizados para los diferentes tipos de suelos del municipio de Santa Rosa de Copán fueron determinados la tabla de parámetros de infiltración para el uso del suelo establecidas en la Tesis Doctoral “Evaluación probabilística de indicadores de eficiencia para el dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta para el control de la contaminación de escorrentías urbanas”, (Andrés, 2010).

Uso del Suelo	Numero de Curva (CN)
Área urbana consolidada	89
Área residencial de alta densidad	81
Área residencial de media densidad	74
Área residencial de baja densidad	55
Área Forestal	25

Tabla 25. Numero de curva según el uso del suelo.

La asignación del número de curva al modelo SWMM 5.0 se realizó haciendo uso de una Hoja Excel y del archivo INP.

➤ **Porcentaje de impermeabilidad.**

Este parámetro corresponde al porcentaje del área de la subcuenca cubierta por superficies impermeables tales como tejados y calles, a través de las cuales no hay infiltración hacia el subsuelo pero en este caso para simplificar el modelo de simulación se estimó un porcentaje de impermeabilidad igual a cero para cada una de las subcuencas de la cuenca en estudio, ya que se tiene en cuenta en el propio número de curva.

$$\% \text{ imperv} = 0$$

➤ **La anchura característica del flujo en superficie.**

Este parámetro corresponde al máximo recorrido de escorrentía superficial que se genera en la cada una de las subcuencas. Debido a la forma geométrica irregular de los polígonos se determinó que cada polígono fuera tomado en área en metros cuadrados como un rectángulo, y que la raíz de la misma fuera tomada como el ancho característico de cada una de la subcuencas, esto fue posible utilizando una hoja Excel y de igual manera el archivo INP.

$$\text{Width} = \sqrt{\text{Area}}$$

- **Coefficiente de Manning n para el flujo superficial para las áreas permeables así como para las áreas impermeables.**

Este parámetro depende de la rugosidad propia de las distintas superficies de la cuenca en estudio que puedan causar interferencia en el escurrimiento producido. Estos fueron determinados según el tipo de uso de suelo de cada subcuenca.

Uso del Suelo	N Manning
Área urbana consolidada	0.014
Área residencial de alta densidad	0.015
Área residencial de media densidad	0.015
Área residencial de baja densidad	0.018
Área Forestal	0.2

Tabla 26. Numero de Manning según el uso del suelo.

- **La pendiente media de la cuenca en estudio.**

Corresponde al valor en porcentaje, de la pendiente media de la superficie de la subcuenca. Este valor se calculó como el promedio de las superficies de cada una de las sub divisiones de la cuenca en estudio observadas en la topografía del municipio de Santa Rosa de Copán en una Hoja Cad.

- **El almacenamiento en depresión para las áreas permeables así como para las áreas impermeables.**

Para Simplificar el modelo, y quedando este del lado de la seguridad, se le asignó un valor cero tanto para el almacenamiento en depresión para las áreas permeables como para las áreas impermeables.

$$D_{store - Imperv} = 0$$

$$D_{store - perv} = 0$$

- **La fracción del suelo impermeable que carece de almacenamiento en depresión.**

La fracción del suelo impermeable tomada para el cálculo del modelo corresponde a un valor de 100%.

$$\%Zero - Imperv = 100$$

## **4.4 Parámetros de Modelo Hidráulico.**

### **4.4.1 Rugosidad de los conductos.**

Los parámetros de rugosidad usados fueron los vistos en el apartado 2.7 Criterios hidráulicos de diseño en el capítulo 2. Los cuales son los que establece el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA), siendo para tuberías de Concreto un número de Manning de 0.015 y para tuberías de PVC de 0.013.

### **4.4.2 Input de Aguas Residuales.**

Conocidos también como aportes externos de caudal, éstos se determinan como las entradas de caudal que no provienen de la escorrentía superficial y tampoco de las aguas subterráneas de las cuencas. Cada nodo del sistema de alcantarillado tiene la propiedad de recibir aportes externos de caudal. En SWMM5 los nodos pueden recibir tres tipos de aportes externos de caudal, de los cuales se tomarán los aportes de caudales de tiempo seco.

#### **➤ Caudales de tiempo seco.**

Son las continuas entradas de caudal de aguas negras que se descargan al sistema de drenaje. Estos caudales se representan mediante un caudal medio que se ajusta de forma periódica, ya sea de forma mensual, diaria u horaria, mediante la aplicación de unos patrones asignados de los coeficientes de la curva de modulación mensual, diaria u horaria de dotación de agua potable que recibe la población. Entre los caudales de tiempo seco se pueden considerar los siguientes:

#### **✓ Aguas Residuales Urbanas**

Son aquellas aguas residuales domésticas, o en cierto modo la mezcla de estas con las aguas residuales provenientes de industrias así mismo con las aguas de escorrentía pluvial.

#### **✓ Aguas Residuales domésticas.**

Son aquellas aguas residuales provenientes de zonas urbanas o zonas de servicios, generadas por los desechos sólidos de los humados y las actividades domésticas.

#### **✓ Aguas residuales industriales**

De todas las aguas residuales vertidas al sistema de alcantarillado y son las que más restricciones ambientales tienen debido a su alto grado de contaminación. (Monográfico 3).

➤ **Metodología de cálculo de los caudales residuales y su introducción en el modelo.**

Conociendo los factores que condicionan el crecimiento de la Comunidad es posible estimar su población futura. Para hacer tal cálculo se utilizará un método geométrico de crecimiento población adoptado por el Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA), de la república de Honduras.

$$P_f = P_o(1 + r)^t$$

Ecu (13).

Donde  $P_f$  es la población futura,  $P_o$  es la población actual,  $r$  es la tasa de crecimiento anual y  $t$  es el período de diseño.

Según el índice de Desarrollo Humano (2008/2009), la población del municipio de Santa Rosa de Copán fue de 42, 796 habitantes visto en el capítulo 1, al mismo tiempo observando el apartado 3.2.2 crecimiento poblacional de la ciudad en el capítulo 3. Por lo tanto para validar esta información se tomará como índice de crecimiento anual 3.6%, el cual representa el promedio a nivel nacional según datos recabados por la Dirección General de Censos y Estadísticas.

<b><i>Población Urbana Santa Rosa de Copán</i></b>			
Período de Diseño	20 Años		2029
Año	Período Años	Período Acumulado	Población Proyectada
2009			42,796
2013	4	4	49,299
2015	2	6	52,913
2020	5	11	63,148
2022	2	13	67,777
2024	2	15	72,744
2029	5	20	86,816

Tabla 27. Población urbana de Santa Rosa de Copán.

\*Los cálculos de población urbana de Santa Rosa de Copán se adjuntan en el CD.

Una vez obtenidos los datos de población se observa la similitud de los datos visto en los capítulos anteriores. Conociendo el área de la cuenca en estudio se puede determinar la densidad poblacional perteneciente a la ciudad en habitantes por hectáreas.

$$Dp = \frac{P_f}{A}$$

Ecu (14).

donde  $D_p$  es la densidad poblacional,  $P_F$  es la población futura y  $A$  es el área de la cuenca urbana en estudio.

Usando la población proyectada actual conforme a la tabla anterior podemos estimar la densidad poblacional actual. Para la cuenca Norte la densidad poblacional calculada será la expresada en la siguiente tabla.

Población Proyectada (Hab)	Área (Ha)	Densidad poblacional (Hab/Ha)
49,299	411.306	120

Tabla 28. Calculo de la densidad poblacional actual de Santa Rosa de Copán.

Para el colector Raíces se observa un incremento en la densidad poblacional debido a extensión territorial de las zonas en expansión a urbanizar que estarán ligadas al colector, así como también al crecimiento poblacional esperado de la ciudad. Por lo tanto la densidad poblacional para las zonas será:

Población Proyectada (2029)	Área Ha	Densidad poblacional Calculada (Hab/Ha)	Densidad Poblacional Propuesta (Hab/Ha)
86,816	504.127	172	160

Tabla 29. Calculo de la densidad poblacional para las zonas de expansión de Santa Rosa de Copán.

\*Los cálculos de densidad poblacional de la cuenca Norte y Raíces se adjuntan en el CD.

Conociendo el área de cada uno de los polígonos de Thiessen de la cuenca norte y de igual forma la densidad poblacional así como también el coeficiente de retorno y la dotación media de 180 lppd establecido por el Servicio Autónomo Nacional de acueductos y alcantarillados (SANAA). Se pudo calcular el caudal de aguas residuales que se estará produciendo en cada uno de los polígonos que conforman la cuenca Norte. Quedando la siguiente ecuación para el respectivo calculo.

$$Q_r = D_m D_p A C_r \quad \text{Ecu (15).}$$

En donde  $Q_r$  es el caudal de aguas residuales en litros por segundo (l/s),  $D_m$  es la dotación media en litros por segundo por habitante (l/s. hab),  $D_p$  es la densidad poblacional proyectada en habitantes por hectárea (hab/Ha),  $A$  es el área de cada subcuenca en hectáreas (Ha) y  $C_r$  es el coeficiente de retorno establecido de 0.80.

### ➤ **Coefficientes de Modulación.**

Luego de haber asignado en SWMM 5.0 el caudal residual a cada pozo de registro a través del archivo INP, se tuvo que introducir una curva de coeficientes de modulación horaria para poder conocer en los tramos finales de cada subcuenca así como en el tramo final de la cuenca los Hidrogramas que representan la variación del caudal de aguas residuales con respecto al tiempo.

Sabiendo que el caudal de aguas residuales que se genera en una red de saneamiento está directamente relacionado con el consumo de agua de abastecimiento, y este consumo viene a su vez relacionado de forma directa con el desarrollo económico y social de la población, debido a que cuanto más desarrollada o urbanizada se encuentre una población mayor será su demanda de agua potable.

Por lo tanto los caudales de aguas residuales van en función de una variación diaria la cual muestra como fluctúa la actividad de la población de la zona urbana en estudio. Durante la noche y las horas iniciales del día, eso demuestra que si los consumos de agua son mínimos, también lo serán los caudales de aguas residuales ya que se encuentran directamente relacionados.

Por lo general en los tramos finales de las redes de saneamiento se puede observar con más claridad cómo va aumentando el caudal de aguas residuales a medida que va transcurriendo las horas del día, es por eso que es muy común que a media mañana se observen los primeros picos de caudal punta, y los segundos picos de caudal por la tarde.

Dicho de otra manera, las curvas de modulación son la presentación de las oscilaciones diarias de los caudales de aguas residuales que llegan a las estaciones de tratamientos, estas curvas son muy semejantes con las curvas de modulación de abastecimiento ya que su comportamiento está directamente relacionado pero con un cierto retraso, debido a que las aguas residuales tienen que trasegar con velocidades menores y diversas pérdidas antes de llegar al planta depuradora. Estas curvas son el reflejo de las actividades humanas que se van desarrollando a lo largo del día.

Siendo que no se obtuvo una curva de modulación propia del Municipio de Santa Rosa de Copán, se procedió a calcular una curva de modulación en base a lo establecido en el Manual de depuración de aguas residuales urbanas para ciudades de Centroamérica estimando los valores de caudales a través de una curva de evoluciones diarias de caudales

residuales y luego obteniendo el promedio de los mismo quedando de la siguiente manera. (Monográfico 3).

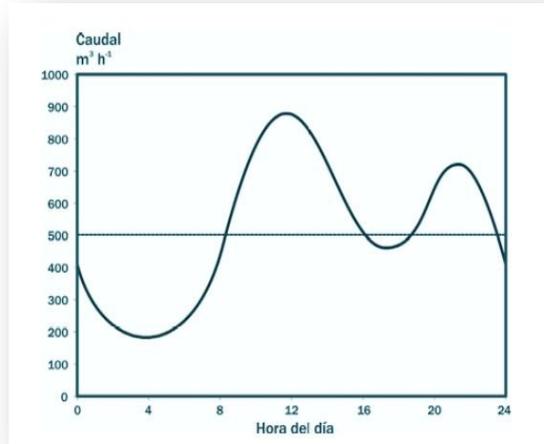


Gráfico 4. Curva de evoluciones diarias de caudales residuales para ciudades de centro américa. (Monográfico 3).

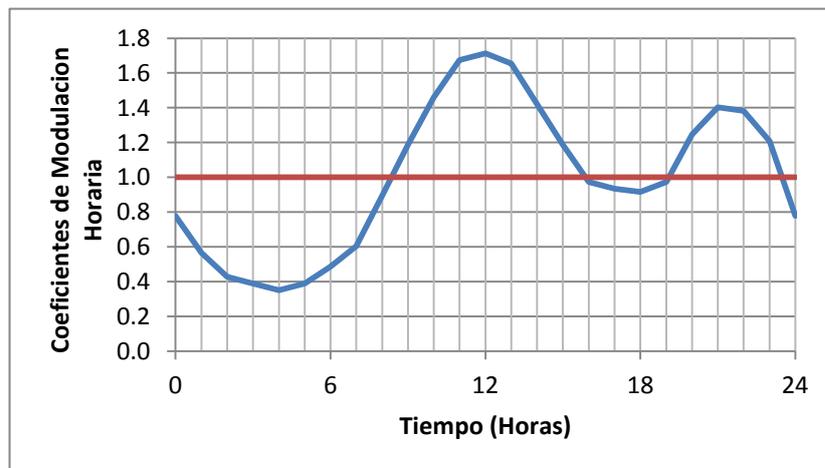


Gráfico 5. Curva modulación horaria para la ciudad de Santa Rosa de Copán, adaptada del monográfico 3.

$$Coef. Modulación = \frac{Q(t)}{Q_{promedio}}$$

Ecu (16).

\*Los cálculos para la obtención de la curva de modulación se adjuntan en el CD.

## 4.5 Chaparrones de Cálculo.

Teniendo en cuenta que para el cálculo de un chaparrón de diseño es necesario elegir el período de retorno así como las intensidades máximas pluviométricas, las cuales condicionarán los caudales a evacuar por la red, y que al mismo tiempo condicionarán los diámetros de los colectores secundarios y principales de la red a construir, se procedió al cálculo de un chaparrón de diseño para determinar la capacidad de la red para admitir agua de lluvia. Según lo establecido en el manual de referencias hidrográficas para el diseño de obras de drenaje en Honduras se trabaja con periodos de retorno de 2, 5 y 10 años. (MRHH, 2000).

Dicha tormenta de diseño se determina según el método de los “Bloques alternados”. Es un método que sintetiza una tormenta tipo, de duración 2 horas, en función de la intensidad media máxima de diseño.

Antes de utilizar esta tormenta de diseño en el modelo SWMM 5.0, debemos tener en cuenta que el sistema de alcantarillado a modelar se tratara como una red unitaria en un inicio con el propósito de observar cómo se comporta la red permitiendo la entrada de agua de lluvia al sistema.

### Tormenta de diseño para T = 2 años.

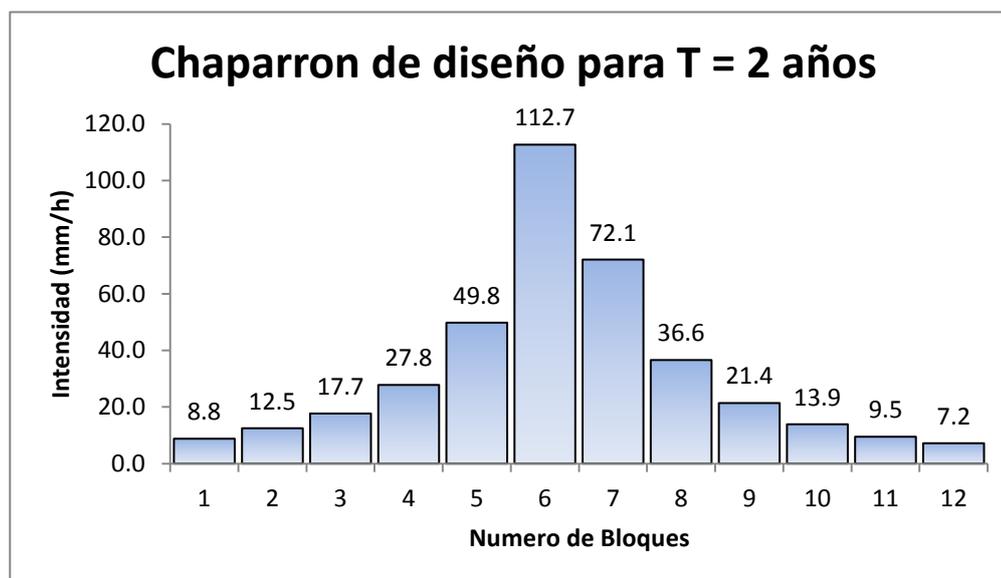


Gráfico 6. Chaparrón de diseño para T = 2 años.

### Tormenta de diseño para T = 5 años.

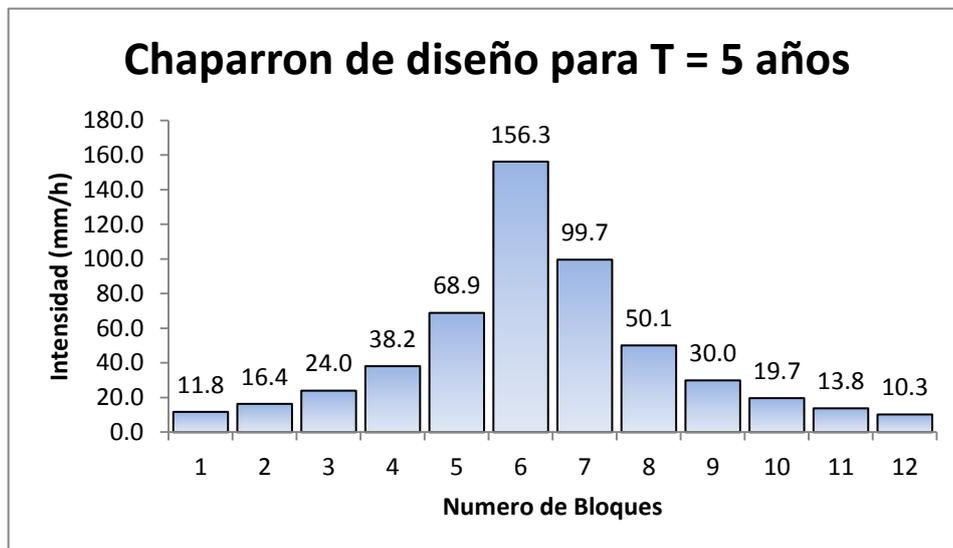


Gráfico 7. Chaparrón de diseño para T = 5 años.

### Tormenta de diseño para T = 10 años.

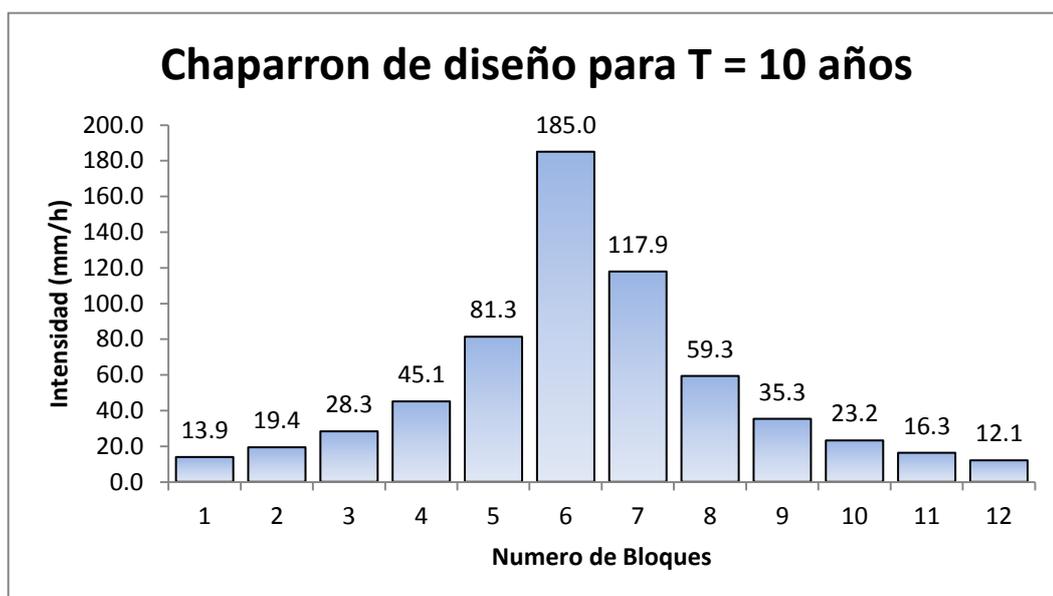


Gráfico 8. Chaparrón de diseño para T = 10 años.

Los gráficos y cálculos de los chaparrones de diseño se adjuntan en el CD.

## **4.6 Diagnóstico de la Red en Tiempo Seco.**

### **4.6.1 Características específicas del modelo de Simulación**

El modelo que simula el comportamiento actual de la red de saneamiento de Santa Rosa de Copán, se encuentra formado por 1007 pozos de registro, y 1136 conductos que conforman los colectores secundarios y los 4 colectores principales que recogen las aguas residuales para transportarla al tramo final de la red donde se construirá una planta de tratamiento de aguas residuales.

El sistema posee además 937 subcuencas y 4 puntos principales que corresponden a la desembocadura al tramo final del colector principal de cada subcuenca.

Para la situación contemplada actual de la red, se realizaron dos simulaciones, una en tiempo seco y otra en periodo de lluvia, ambas simulaciones se realizaron para una duración total de 72 horas, (Apartado 4.7).

El modelo SWMM 5.0 incluye en su módulo de cálculo, el cálculo de aguas residuales en su opción (Dry Weather). Esta opción considera la introducción de aguas residuales por habitante equivalente y por día, que será adicionado al caudal de lluvia en caso de requerirse activando la opción Rainfall/Runoff para la modelación de ambas.

### **4.6.2 Resultados del modelo de red actual en tiempo seco.**

#### **➤ Hidrogramas de cada subcuenca**

Conocidas cada una de las subcuencas del área en estudio, se puede obtener con la simulación del modelo en tiempo seco los hidrogramas de en los puntos finales de cada tramo del colector principal pertenecientes a cada subcuenca así como también en el tramo final de la cuenca en estudio.

➤ **Subcuenca N1.**

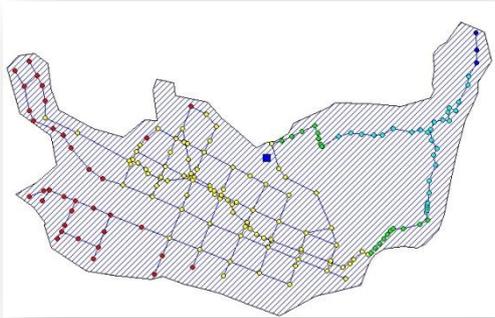


Figura 26. Subcuenca N1.

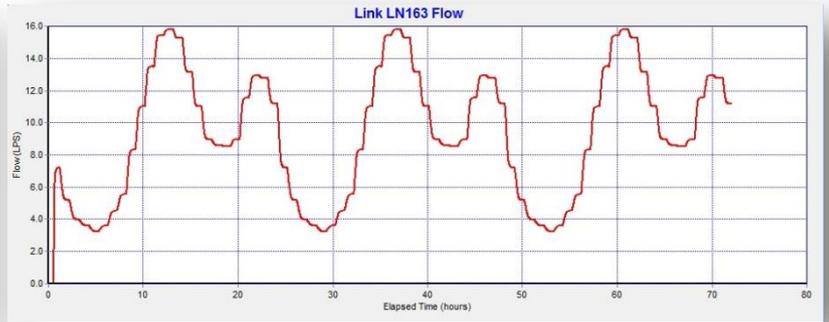


Grafico 9. Hidrograma de la Subcuenca N1

Subcuenca_N1	
Table - Link LN 163	
Max Flow (LPS)	15.81

Tabla 30.Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca N1.

En el tramo final de la Subcuenca N1 el caudal de aguas residuales será de 15,81 litros por segundo.

➤ **Subcuenca N2.**



Figura 27. Subcuenca N2.

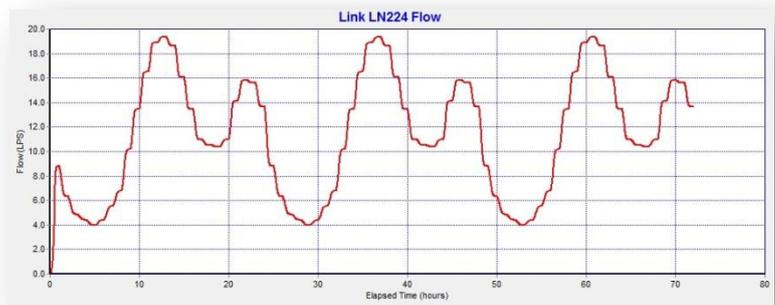


Grafico 10 Hidrograma de la Subcuenca N2.

Subcuenca_N2	
Table - Link LN224	
Max Flow (LPS)	19.33

Tabla 31.Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca N2.

En el tramo final de la Subcuenca N2 el caudal de aguas residuales será de 19,33 litros por segundo.

➤ **Subcuenca N4.**

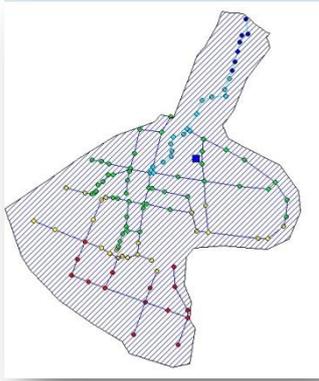


Figura 28. Subcuenca N4.



Grafico 11. Hidrograma de la Subcuenca N4.

Subcuenca_N4	
Table - Link LN432	
Max Flow (LPS)	6.93

Tabla 32. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca N4.

En el tramo final de la Subcuenca N4 el caudal de aguas residuales será de 6,93 litros por segundo.

➤ **Subcuenca N3.**

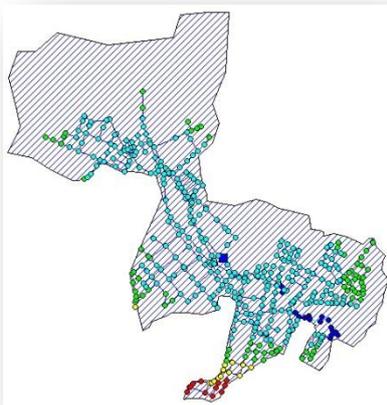


Figura 29. Subcuenca N3.



Grafico 9. Hidrograma de la Subcuenca N3.

Subcuenca_N3	
Table - Link LN347	
Max Flow (LPS)	103.98

Tabla 33. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca N3.

El tramo final corresponde al conducto LN347, en el cual se pudo observar el respectivo hidrograma de la subcuenca N3 con un valor máximo de 146.05 Litros por segundo, siendo que a la subcuenca N3 se conectan las subcuencas N1, N2 Y N4 se restaron los respectivos caudales obtenidos en los hidrogramas dando un valor de 103.98 litros por segundo el cual corresponde a la subcuenca N3.

➤ **Subcuenca Raíces.**

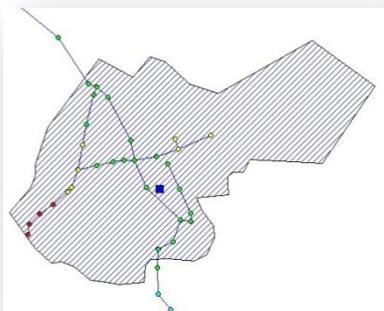


Figura 30. Subcuenca Raíces.

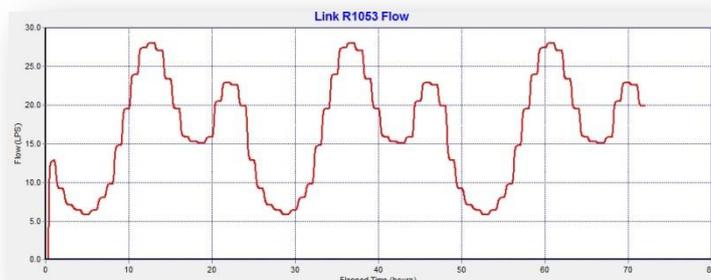


Grafico 10. Hidrograma 5. Subcuenca Raíces.

Subcuenca_Raices	
Table - Link R1053	
Max Flow (LPS)	28.07

Tabla 34. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca Raíces.

En el tramo final de la Subcuenca Raíces el caudal de aguas residuales será de 28,07 litros por segundo.

➤ **Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán.**

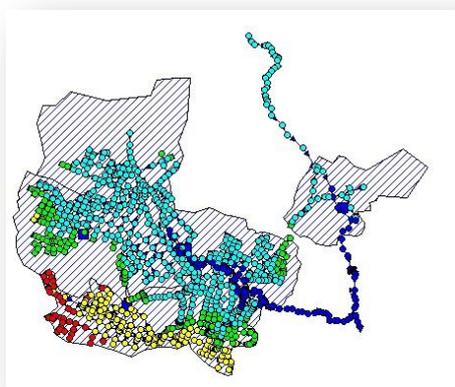


Figura 31. Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán.



Grafico 11. Hidrograma Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán.

Colector Norte	
Table - Link R1053	
Max Flow (LPS)	174.12

Tabla 35. Caudal pico de aguas residuales producido por la cuenca Norte de Santa Rosa de Copán.

El tramo final corresponde al conducto LN371, se pudo observar el respectivo hidrograma de la cuenca Norte del municipio de Santa Rosa de Copán con un valor máximo de 174.12 Litros por segundo, siendo este el valor del caudal pico en tiempo seco para toda la cuenca en estudio.

Con los resultados de la simulación en tiempo seco, se procedió a revisar el sistema, el cual resultó ser muy estable en cada una de las conducciones, sin entrar en carga y con velocidades adecuadas a excepción de algunas zonas en cabecera donde se tendrá que proceder a determinar la entrada de aguas de lluvias para que en tiempo de lluvia ayude a solucionar estos problemas así como también se realice un auto lavado interno en las tuberías que ayude a lavar los sedimentos y con esto evitar las colmataciones en estos puntos del sistema.

El primer cálculo a realizar fue observar la relación de calado máximo de cada tubería entre su respectivo diámetro para cuantificar el estado de sobrecarga de la red. Los resultados se presentan promediados por subcuenca.

Colector Principal	
Subcuenca	Promedio (Ymax / Diametro)
N1	0.33
N2	0.25
N3	0.41
N4	0.15
Raíces	0.23

Tabla 36. Relación calado máximo / Diametro, Colector Principal

Redes Secundarias	
Subcuenca	Promedio (Ymax / Diametro)
N1	0.10
N2	0.10
N3	0.17
N4	0.06
Raíces	0.24

Tabla 37. Relación calado máximo / Diametro, Red Secundaria.

Colectores Principal y Redes Secundarias	
Subcuenca	Promedio (Ymax / Diametro)
N1	0.17
N2	0.12
N3	0.19
N4	0.09
Raíces	0.23

Tabla 38. Relación calado máximo / Diametro, Colector Principal y Redes Secundarias.

Se comprobaron igualmente las velocidades máximas y mínimas de cada uno de los conductos dando los siguientes resultados:

Colector Principal		
Tuberías	243	
Velocidad Máxima (m/s)	3	
Velocidad Mínima (m/s)	0.6	
si cumplen	202	83%
No cumplen	41	17%
Total	100%	

Tabla 39. Velocidades Colector Principal.

Redes Secundarias		
Cantidad	894	
Velocidad Máxima (m/s)	3	
Velocidad Mínima (m/s)	0.6	
si cumplen	531	59%
No cumplen	363	41%
Total	100%	

Tabla 40. Velocidades Redes Secundarias.

Por último, se adjuntan los caudales medios y máximos de aguas residuales, así como su relación, para cada una de las subcuencas y para el colector principal.

$$Relacion\ de\ Caudales = \frac{Caudal\ máximo}{Caudal\ medio}$$

Ecu (17).

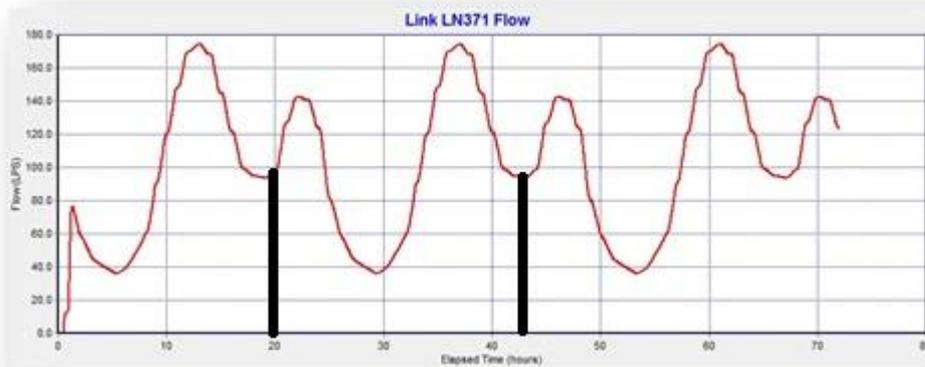


Grafico 12. Hidrograma de la Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán.

Colector Principal		
Caudal Medio (LPS)	102.68	1.7
Caudal Máximo (LPS)	174.12	

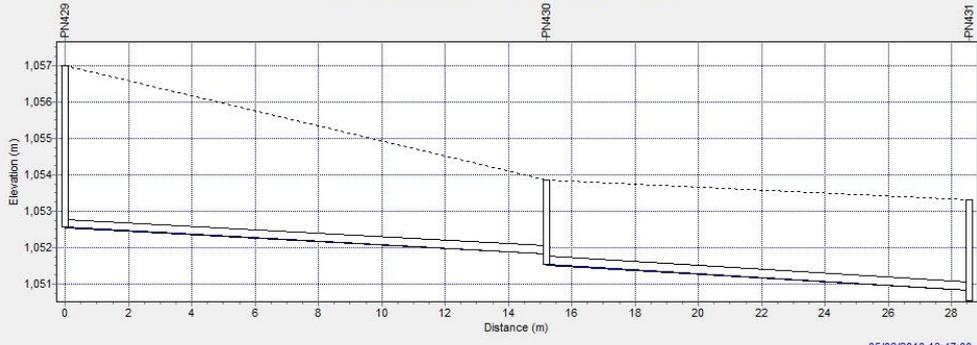
Tabla 41. Relación de Caudales Colector Principal.

Colectores Secundarios			
N1	Caudal medio (LPS)	9.32	1.7
	Caudal máximo (LPS)	15.81	
N2	Caudal medio (LPS)	11.40	1.7
	Caudal máximo (LPS)	19.33	
N3	Caudal medio (LPS)	86.12	1.7
	Caudal máximo (LPS)	146.05	
N4	Caudal medio (LPS)	4.09	1.7
	Caudal máximo (LPS)	6.93	
Raíces	Caudal medio (LPS)	16.56	1.7
	Caudal máximo (LPS)	28.07	

Tabla 42. Relación de Caudales Redes Secundarias.

\*Los cálculos de la comprobación en tiempo seco del colector Norte se adjuntan en el CD.

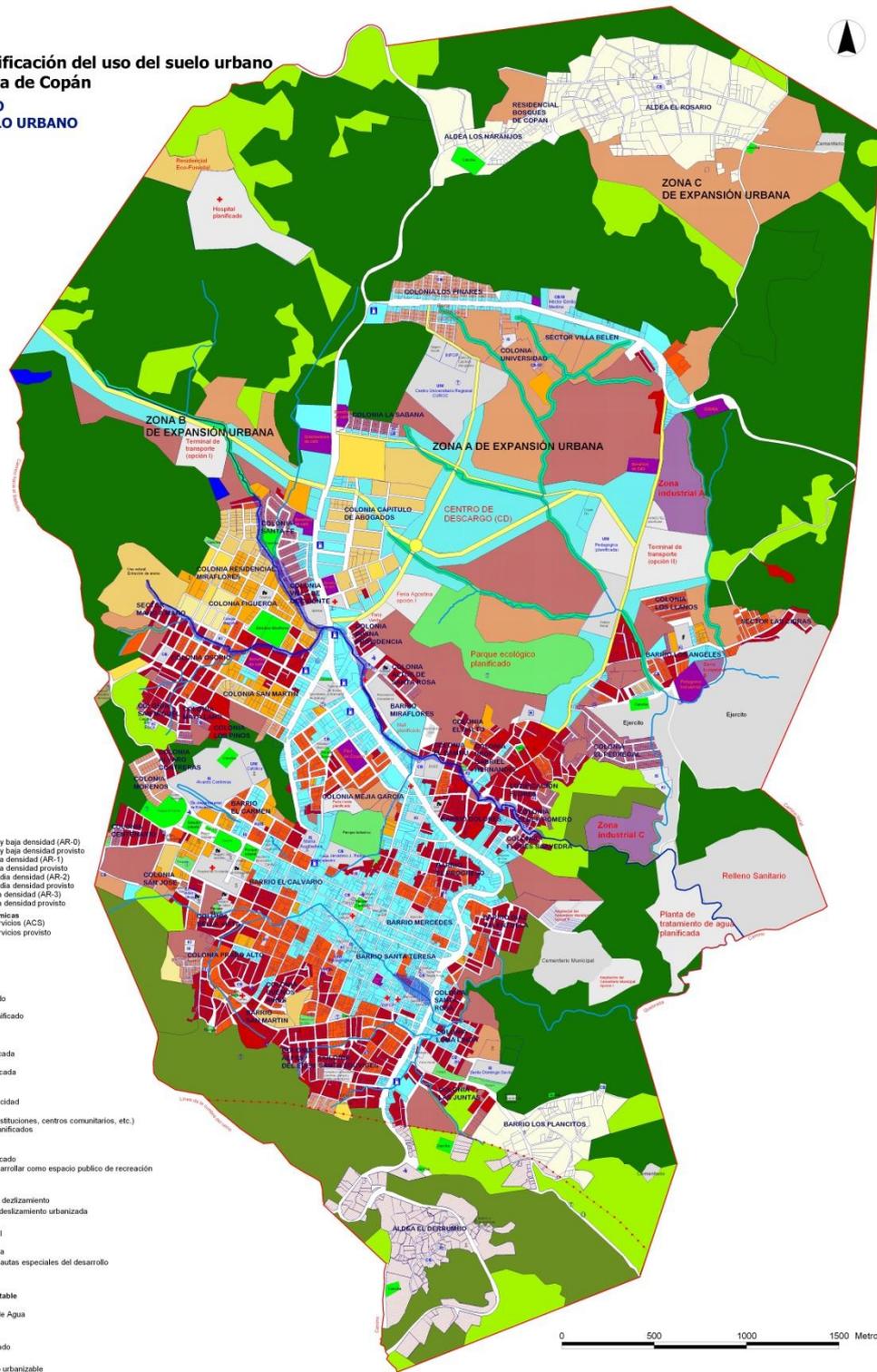
Water Elevation Profile: Node PN429 - PN431



05/08/2010 13:47:00



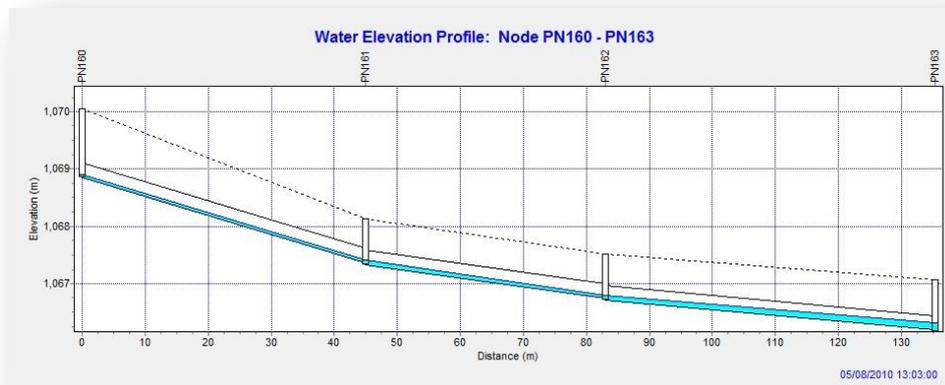
**Mapa de Zonificación del uso del suelo urbano de Santa Rosa de Copán**  
**PLAN MAESTRO DE DESARROLLO URBANO**



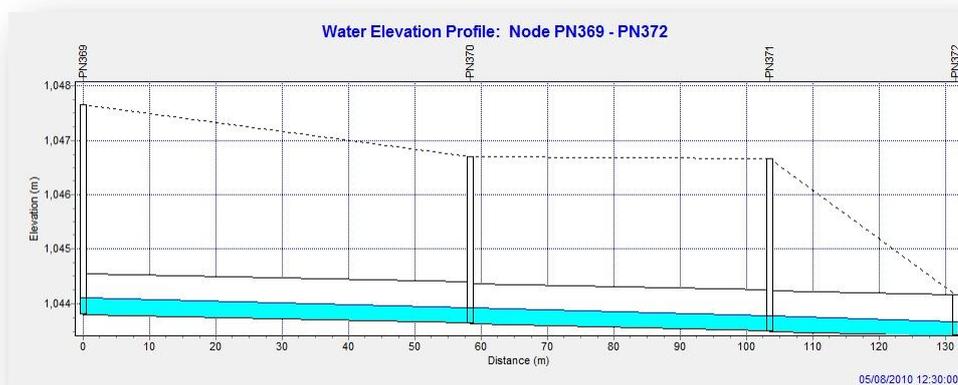
**LEYENDA**

- Perímetro Urbano
- Límites de terrenos
- Quebrada intermitente
- Quebrada permanente
- Áreas residenciales**
  - Área Residencial de muy baja densidad (AR-0)
  - Área Residencial de muy baja densidad provisto
  - Área Residencial de baja densidad (AR-1)
  - Área Residencial de baja densidad provisto
  - Área Residencial de media densidad (AR-2)
  - Área Residencial de media densidad provisto
  - Área Residencial de alta densidad (AR-3)
  - Área Residencial de alta densidad provisto
- Áreas de actividades económicas**
  - Área de comercios y servicios (ACS)
  - Área de comercios y servicios provisto
  - Área Industrial (ZI)
  - Área Industrial provisto
- Usos de interés social**
  - K Kinder
  - K Kinder planificado
  - CB Centro Básico / escuela
  - CB Centro Básico planificado
  - IS Instituto Secundario
  - IS Instituto Secundario planificado
  - UNI Universidad
  - UNI Universidad planificada
  - Atención policial
  - Atención policial planificada
  - Atención médica
  - Atención médica planificada
  - Coreo central
  - Hogar/Albergue
  - Equipamiento de electricidad
  - Iglesia
  - Otros equipamientos (instituciones, centros comunitarios, etc.)
  - Otros equipamientos planificados
- Áreas de recreación**
  - Parque o cancha
  - Parque o cancha planificado
  - Margen quebrada a desarrollar como espacio público de recreación
- Áreas de alto riesgo**
  - Áreas de inundación
  - \* Comienzo de la área de deslizamiento
  - Área de alto riesgo por deslizamiento urbanizada
- Usos en la periferia**
  - Áreas de interés forestal
  - Áreas protegidas
  - Ganadero, agrícola, finca
  - Núcleos poblados con pautas especiales del desarrollo
  - Suelo contaminado
  - Laguna
- Equipamientos del agua potable**
  - Estación de bomba
  - Planta de Tratamiento de Agua
  - Pozo
  - Tanque de Agua
  - Boulevard / calle planificado
  - Gasolinera
  - Margen de quebrada no urbanizable

Perfil Longitudinal 1. Simulación en tiempo seco del colector principal de la cuenca Norte.



Perfil Longitudinal 2. Simulación en tiempo seco del Colector principal de la cuenca Norte.



Perfil Longitudinal 3. Simulación en tiempo seco del Colector principal de la cuenca Norte.

## 4.7 Holgura de la Red existente para el drenaje de escorrentías pluviales

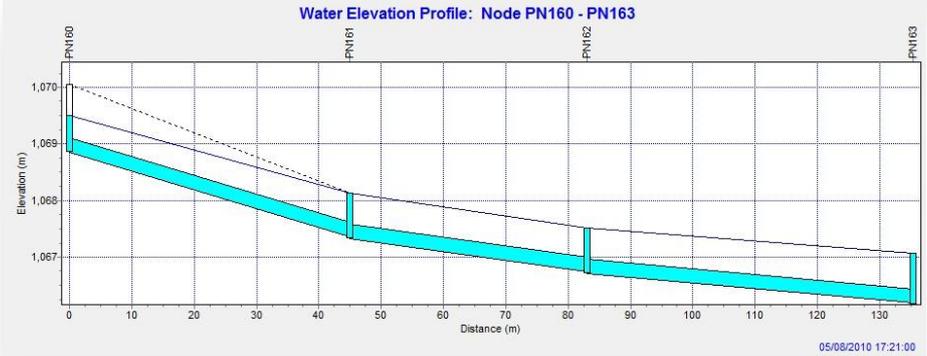
Observando que la red tiene capacidad para conducir las aguas residuales y que su comportamiento es estable, se procedió al ingreso las aguas lluvias al sistema con objeto de determinar si el sistema tiene holgura para admitirlas. Conociendo los periodos de retorno típicos a usar en Honduras para el diseño de obras de drenaje y teniendo diseñadas las tormentas para cada periodo en bloques alternos, se determinó ingresar al modelo las

tormentas con periodos de retorno de 2, 5 y 10 años siendo estos los más bajos para así poder observar gradualmente el comportamiento de la red actual.

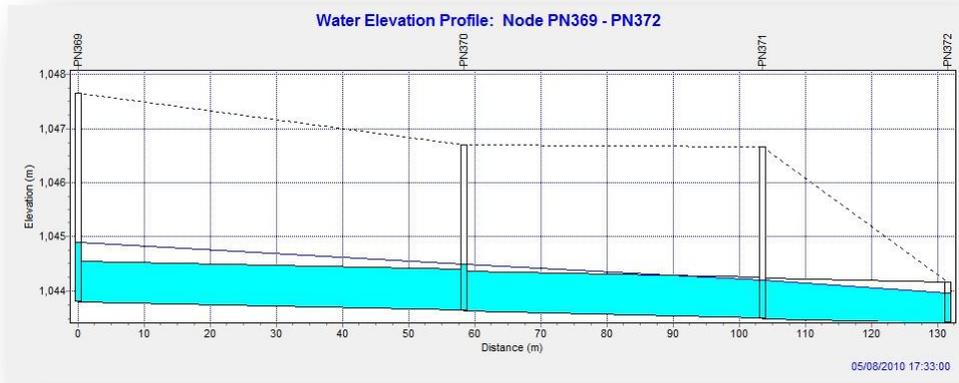
La primera simulación realizada fue con un chaparrón de diseño con periodo de retorno de 2 años, simulación que estableció que la red no era capaz de ingresar aguas lluvias al sistema ya que la mayoría de las tuberías entraban en carga y se producía una excesiva salida de agua a la superficie, esta comprobación hizo que se descartaran inmediatamente los chaparrones de diseño para los periodos de retorno superiores a dos años. Conociendo la duración del chaparrón de diseño de dos horas y sabiendo que los episodios de lluvia para la zona occidental de Honduras ocurren en un intervalo horario de entre las 4 y 6 de la tarde se procede a ubicar la lluvia para estas dos horas en el SWMM 5.0 y así obtener más precisión en los reportes finales continuación podemos observar tanto la respuesta de la red en el tramo final con el hidrograma que muestra el incremento de caudal en el horario intervalo de lluvia.



Grafico 13. Hidrograma de Cuenca Norte de Santa Rosa de Copán en tiempo de lluvia.



Perfil Longitudinal 4. Simulación en tiempo de lluvia del Colector principal de la cuenca Norte.



Perfil Longitudinal 5. Simulación en tiempo de lluvia del Colector principal de la cuenca Norte.

## 5. Conclusión.

Una vez realizada ambas simulaciones se observa que la red actual del municipio de Santa Rosa de Copán realiza una excelente función en cuanto al transporte de aguas residuales se refiere lo cual se pudo constatar anteriormente pero no soporta la entrada de aguas lluvias al sistema ya que la mayoría de las conducción entran en carga al superar los valores de llenado. Así mismo se realizaron reducciones del chaparrón de diseño para el periodo de dos años hasta en un 60% pero aun así la red fue incapaz de soportar la entrada de aguas lluvias

De este modo, la red existente en la zona consolidada de Santa Rosa de Copán se mantiene exclusivamente de aguas residuales, vehiculando estos caudales hacia la futura estación de tratamiento a través de los colectores Norte y Raíces. Para solucionar los problemas puntuales de velocidad que se producen en las tuberías de cabecera en tiempo seco se recomienda dar entrada de aguas lluvias al sistema en puntos específicos en cabecera de red que permitan solucionar este problema.

Para la situación Horizonte (Capítulos 5 y 6), se estudiará la incorporación al sistema de las nuevas áreas de expansión con sistemas unitarios regulados, tal y como se establecen las directrices para nuevos desarrollos.

## **6. Bibliografía.**

(Manuel Gómez, 2007). Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante código SWMM 5.0, Universitat Politecnica de Catalunya. ETS Ingenieros caminos, canales y puertos.

(Andrés, 2010). “Evaluación probabilística de indicadores de eficiencia para el dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta para el control de la contaminación de escorrentías urbanas”

(ITA, 2012) Curso de análisis de redes de saneamiento con SWMM 5.0. Instituto Tecnológico del Agua, Universitat Politecnica de Valencia.

(GMMF, 2005). SWMM modelo de gestión de aguas pluviales. Manual traducción al español por Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos.

(Monográfico 3). Manual de depuración de aguas residuales urbanas. Agua en Centroamérica.

(MRHH, 2000). “Manual de Referencias Hidrológicas de Honduras para el Diseño de Obras de Drenaje”

## **Capítulo 5. Estudio de soluciones.**

### **5.1 Introducción.**

En el presente capítulo nos centraremos en la búsqueda de soluciones factibles al grave problema que alberga a la ciudad de Santa Rosa de Copán debido a que actualmente las aguas

residuales son transportadas a través de barrancos que atraviesan a la ciudad hasta llegar al medio natural sin ningún tratamiento previo, siendo esto un foco de contaminación importante que necesita ser resuelto. El estudio de soluciones se centra en las nuevas áreas de expansión correspondientes a los colectores Norte y Raíces.

## 5.2 Descripción de las Nuevas Áreas Tributarias.

Para poder dar una adecuada solución a los problemas de contaminación ambiental que actualmente se presentan también es importante que veamos hacia un futuro para poder prever los problemas que se darán. Lo primero a determinar fue hacia donde crecerá la ciudad, y teniendo en cuenta el apartado 3.2.4 “futuras zonas de expansión urbana”, que habla respecto al crecimiento urbano del municipio se pudo determinar que la expansión de la ciudad será en mayor medida en dirección norte según lo planificado por la municipalidad.

### ➤ Áreas en expansión

Estas están catalogadas en zonas A, B Y C respectivamente las cuales se encuentran ubicadas al norte de la ciudad, siendo la Zona de expansión A la más amplia. Así mismo está contemplado que las zonas A y B estén urbanizadas para el año 2029 para un futuro un poco más lejano la zona C, por lo cual analizaremos las primeras dos por ser las más influyentes sobre la cuenca.



Figura 32. Zonas de expansión de Santa Rosa de Copán. (PMDU, 2009).

### ✓ Zona A.

Ubicada en dirección Norte en la cual ya se pueden encontrar ciertas zonas con urbanizaciones de densidad baja, y que de igual forma vierten sus aguas residuales a los barrancos más cercanos. Esta zona se pretende conectar a la cuenca norte a través del colector raíces ya conocido, mismo que conecta al colector principal y que transportara las aguas residuales a la planta de tratamiento prevista. El área total de esta zona es de 300 ha.

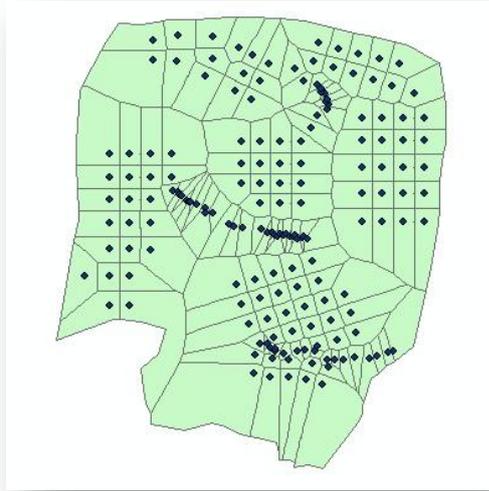


Figura 33. Polígonos de Thiessen de la Zona A de expansión Urbana.

✓ Zona B.

Ubicada en dirección noroeste y en la cual no existe urbanización alguna, siendo actualmente una zona forestal a urbanizar, esta zona tendrá su conexión a través de la subcuenca N3. El área total de esta zona es de 44 ha.

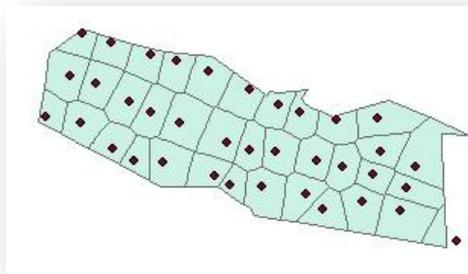


Figura 34. Polígonos de Thiessen de la Zona B de expansión Urbana.

Establecidas las áreas de expansión se procedió a determinar el uso del uso que tendrían a partir de lo expuesto en el apartado 3.3.1 “análisis del uso residencial y sus tendencias”. De esta forma se tuvo claro el tipo de desarrollo urbano que tendrán estas dos áreas. (PMDU 2009).

## **5.3 Planteamiento de alternativas.**

### **5.3.1 Tipo de red**

En la actualidad cuando se realiza una urbanización una de las situaciones a plantear es que tipo de red de alcantarillado se utilizara, teniendo en consideración las siguientes:

➤ **Red unitaria.**

Red que conduce conjuntamente el agua residual y pluvial, siendo la más habitual en ciudades de gran extensión territorial con la principal ventaja que se realiza una sola instalación es decir, una menor ocupación en la vía pública de tuberías por lo tanto existe una reducción de costos en el presupuesto, y con el agravante de que se puedan dar mayores entradas de carga más que todo en el tiempo de lluvia.

➤ **Red Separativa.**

Red en la cual el agua residual y pluvial son transportadas por dos redes distintas, actualmente la red separativa es usada en nuevas urbanización debido a que ofrece un mejor control de agua residual para la EDAR y con la ventaja que se pueden ajustar mucho mejor las velocidades de funcionamiento de la red pero también con la desventaja de un coste mucho mayor en cuanto a la instalación de las tuberías se refiere. Además, como se pretende regular las nuevas redes con tanques de tormenta, se conseguirá también un control sobre las primeras aguas de lluvia. (Ferrer Polo, 2007)

Para las nuevas áreas a urbanizar en la ciudad de Santa Rosa de Copán se ha tomado la alternativa de una red unitaria para tener un adecuado control de la contaminación de la escorrentía que se producirá en estas zonas una vez urbanizadas.

### **5.3.2 Capacidad de los colectores principales de las zonas en expansión.**

Para esto fue necesario realizar planteamientos de urbanización en las nuevas áreas según lo establecido en el capítulo 3, respetando los tipos de uso de suelos que se darán en estas áreas. Por lo tanto teniendo en cuenta que los colectores principales Norte y Raíces se van a adaptar para ser capaces de:

- Asumir toda la producción de aguas residuales de las nuevas zonas de expansión.
- Parte de las primeras pluviales tal y como se plantea en el apartado 6.4.

Esto es así, porque tampoco tiene sentido replantear los colectores Norte y Raíces para todo el caudal de pluviales, puesto que al final acabara vertiendo antes de llegar a la EDAR.

### **5.3.3 Problemática medioambiental en las quebradas o barrancos.**

Como ya es conocido el municipio de Santa Rosa de Copán realiza una contaminación medioambiental aguda a los medios receptores que reciben las aguas residuales de la ciudad sin un tratamiento apropiado. Una vez determinado que la cuenca actual puede transportar el caudal residual y que de igual forma las futuras zonas de expansión no tendrán problema alguno para hacerlo.



Figura 35. Problemática medioambiental en Santa Rosa de Copán.

Es también de vital importancia buscar una solución con las escorrentías de lluvia que se producirán en las zonas en expansión. No deben verter a las quebradas directamente ya que estas igualmente son un foco de contaminación ambiental a tratar. Para darle una adecuada solución a este problema se ha determinado que dichas escorrentías generadas en los episodios de lluvia sean adsorbidas y controladas a través de la red de drenaje.

Debido a la gran expansión territorial que tienen las futuras zonas A y B, se sabe que una vez urbanizadas el agua que escurrirá en los episodios de lluvia producirá caudales excesivos dentro del sistema de alcantarillado y sabiendo que la red actual no puede soportar entradas de agua de lluvia para transportarlos eficazmente a la EDAR, se necesita obtener un adecuado control de estos caudales para lo cual se determinó implementar tanques de tormenta en puntos estratégicos que hicieran posible el ingreso y control de la aguas lluvia a red de drenaje principal.

#### **5.4 Conclusión.**

Considerando que para disminuir la contaminación medioambiental que se genera dentro de una zona urbanizada nos basta solo con recolectar las aguas residuales que se producen sino también las primeras escorrentías generadas por las lluvias, las futuras zonas en expansión del municipio de Santa Rosa de Copán serán diseñadas para que tanto las aguas de residuales y primeras pluviales sean transportadas a la EDAR para luego ser enviadas a los medios receptores debidamente tratadas para una situación horizonte como veremos en el capítulo 6.

#### **5.5 Bibliografía.**

(PMDU 2009). “Plan Maestro de Desarrollo Urbano de Santa Rosa de Copán, 2010-2030”, (Diciembre, 2009). Municipalidad de Santa Rosa de Copán.

(Ferrer Polo, 2007) “Abastecimiento, distribución y saneamiento de aguas”

## Capítulo 6. Definición del Sistema para la Situación Horizonte (2029).

### 6.1 Introducción.

El presente capítulo llevará a cabo la realización del diseño de las redes de colectores propuestas para la situación horizonte, la cual se ha definido como una red unitaria para el respectivo control y transporte a la EDAR de las aguas residuales así como de las primeras aguas pluviales. Para tal fin fue necesario realizar la simulación de la red de las zonas en expansión tanto en tiempo seco como en tiempo de lluvia y de igual forma proceder a la ubicación estratégica de los tanques de tormenta así como al cálculo volumétrico de los mismos.

### 6.2 Diseño de las redes de colectores.

Conociendo que la red a diseñar es una red unitaria que transportará tanto las aguas residuales como las primeras aguas de lluvia, y la cual será introducida a una red existente que transporta, en principio, únicamente aguas residuales es necesario determinar el periodo de retorno para el cual se diseñan las obras de drenaje en Honduras, así como también en un principio verificar el funcionamiento del sistema para la recolección de aguas residuales. Por otra parte a partir de los datos topográficos de las zonas en expansión A y B se adoptó una urbanización tipo de las mismas, tomando como referencia el mapa de zonificación presentado en el capítulo 3.

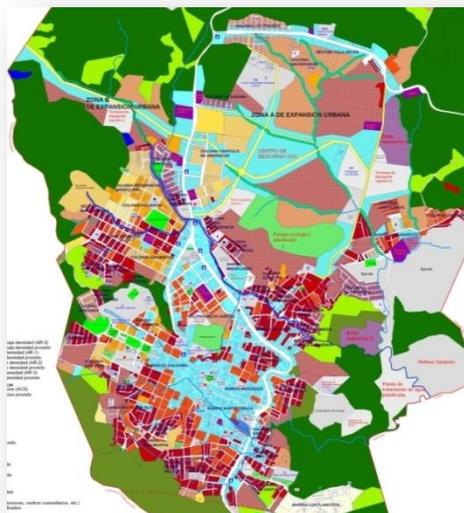


Figura 36. Zonificación de las áreas en expansión para la situación horizonte. (PMDU, 2009).

Una vez realizado el trazado de las redes secundarias se procedió al diseño hidráulico de los colectores de las zonas en expansión A y B, los cuales se diseñarán como unitarios. Se pudo observar en los capítulos anteriores que el colector Raíces es el que absorberá las aguas residuales de la zona de expansión A, el cual converge con el colector Norte cerca del tramo final y por tanto, sabiendo que los colectores para las zonas de expansión son de carácter unitario, se medirá la capacidad del colector Raíces para absorber las aguas lluvias de las urbanizaciones presentes en esta zona. El colector de la zona B se conectará en la parte de cabecera con el colector principal de la cuenca norte el cual ya analizó en el capítulo 4 que sólo puede recibir aguas residuales. Para esto fue necesario determinar las velocidades de los conductos así como también el periodo de retorno para el cual se están diseñando las obras de drenaje en Honduras.

**6.2.1 Periodo de retorno.**

Según lo visto en el capítulo 4, en los manuales de referencia hidrográfica para Honduras se contemplan periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y hasta 50 años para el diseño de obras de drenaje. Para determinar el periodo con el cual actualmente se están diseñando las obras de drenaje en Honduras se consultó al Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA), dando a conocer que para esta zona misma donde se encuentra ubicada la ciudad de Santa Rosa de Copán, las obras de drenaje están siendo diseñadas para un periodo de retorno de 10 años.

**Tormenta de diseño para T = 10 años**

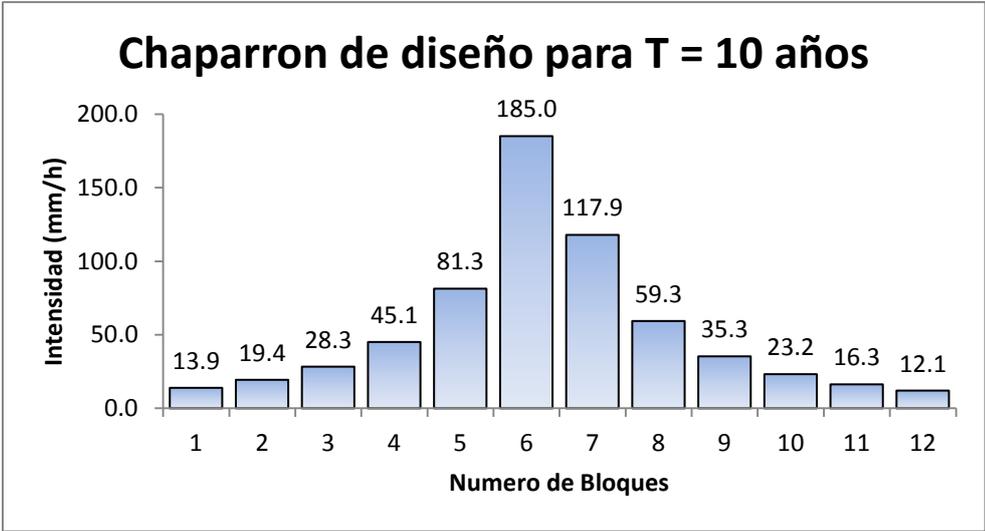


Gráfico 8. Chaparrón de diseño para T = 10 años.

## 6.2.2 Diseño de las nuevas redes secundarias.

Para la zona de expansión A, se realizó el trazado y diseño de 8 subcuencas a urbanizar de las cuales 6 serán adsorbidas por el colector Raíces, cada una de las subcuencas se nombró de A1 hasta A7. Por otra parte la zona de expansión B se consideró como una sola subcuenca la cual fue nombrada como B1.

Por lo tanto una vez seleccionado el periodo de retorno y realizada la simulación para  $T = 10$  años se comprobó que los diámetros seleccionados para las redes secundarias cumplían las velocidades adecuadas para el tiempo de lluvia, También se corrobora que no existiera salida de agua por los pozos ni entradas en carga en el sistema.

Tubos		
Cantidad	177	
Velocidad Máxima (m/s)	3	
Velocidad Mínima (m/s)	0.6	
si cumplen	170	96%
No cumplen	7	4%
Total	100%	

Tabla 43. Velocidades de las Redes Secundarias de la zona de expansión A.

Tubos		
Cantidad	36	
Velocidad Máxima (m/s)	3	
Velocidad Mínima (m/s)	0.6	
si cumplen	36	100%
No cumplen	0	0%
Total	100%	

Tabla 44. Velocidades de las Redes Secundarias de la zona de expansión B.

\*Los cálculos del diseño de las nuevas redes secundarias se adjuntan en el CD.

Sabiendo que los colectores de las redes secundarias son aptos para absorber las aguas lluvias que se produzcan en cada subcuenca, estos no tendrán ningún inconveniente en transportar las aguas residuales, salvo posibles problemas de velocidades en tramos de cabecera de la red en tiempo seco que se puedan presentar, mismos que será solucionados con la entrada de aguas lluvias al sistema.

### 6.2.3 Comprobación en tiempo de lluvia.

Se procede a conocer los hidrogramas que se generaran en tiempo de lluvia en los tramos finales de cada urbanización, los cuales determinaran si es suficiente la holgura de los colectores principales propuestos en el plan director de saneamiento 2002, a los que estas redes secundarias conectan.

#### ➤ Subcuenca A1.

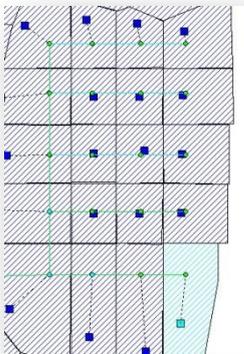


Figura 37. Subcuenca\_A1

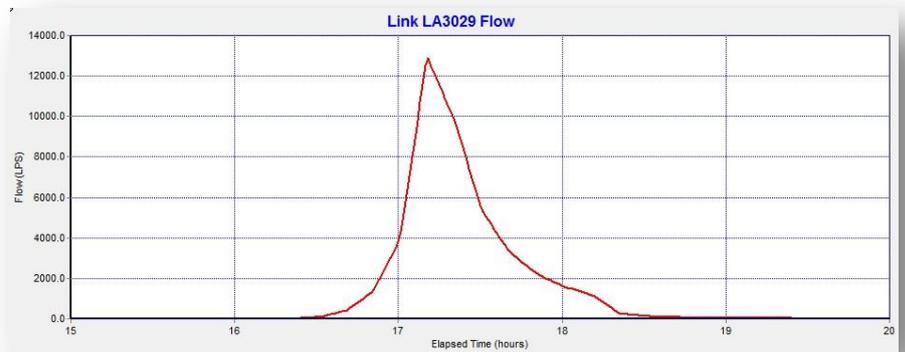


Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_A1.

Subcuenca_A1	
Table - Link LA3029	
Max Flow (LPS)	12871

Tabla 45. Caudal Pico producido por la Subcuenca A1.

En el tramo final de la Subcuenca A1 el caudal pico para un periodo de retorno de 10 años será de 12,8 m<sup>3</sup>/s.

➤ **Subcuenca A2.**

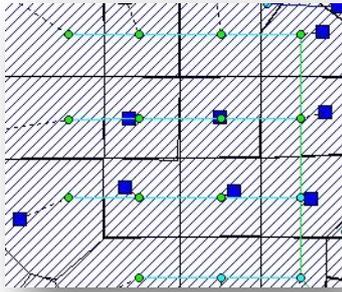


Figura 38. Subcuenca\_A2

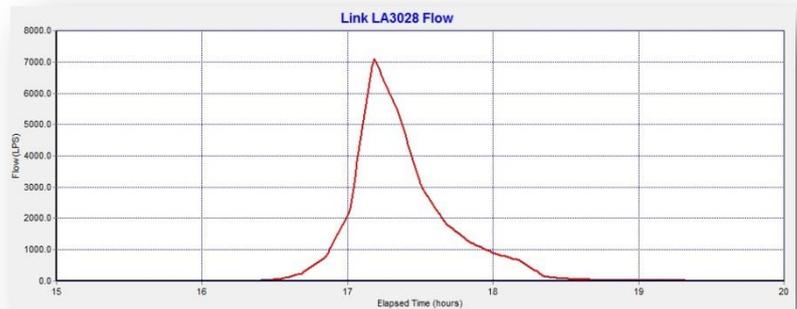


Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_A2.

Subcuenca_A2	
Table - Link LA3028	
Max Flow (LPS)	7107

Tabla 46. Caudal Pico producido por la Subcuenca A2.

En el tramo final de la Subcuenca A2 el caudal pico en para un periodo de retorno de 10 años será de 7,1 m<sup>3</sup>/s.

➤ **Subcuenca A3**

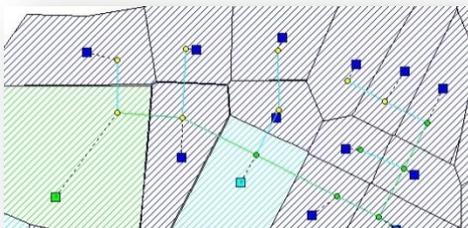


Figura 39. Subcuenca\_A3

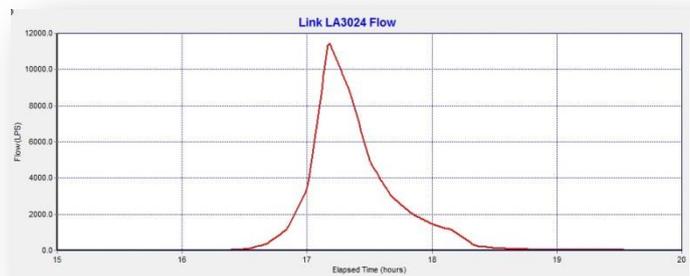


Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_A3.

Subcuenca_A3	
Table - Link LA3024	
Max Flow (LPS)	11425

Tabla 47. Caudal Pico producido por la Subcuenca A3.

En el tramo final de la Subcuenca A3 el caudal pico para un periodo de retorno de 10 años será de 11,4 m<sup>3</sup>/s.

➤ **Subcuenca A4.**

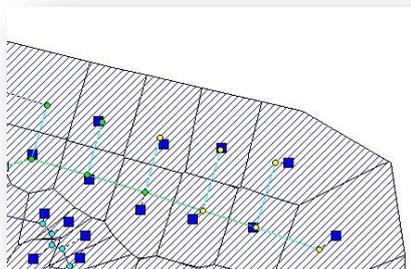


Figura 39. Subcuenca\_A4.

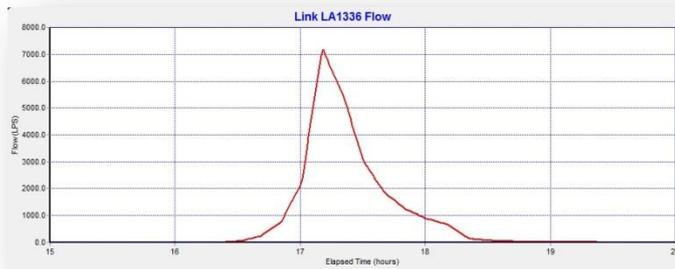


Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_A4.

Subcuenca_A4	
Table - Link LA1336	
Max Flow (LPS)	7185

Tabla 48. Caudal Pico producido por la Subcuenca A4.

En el tramo final de la Subcuenca A4 el caudal pico para un periodo de retorno de 10 años será de 7,2 m<sup>3</sup>/s.

➤ **Subcuenca A5.**

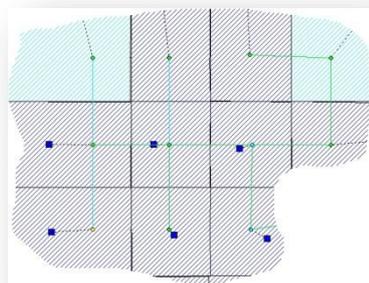


Figura 40. Subcuenca\_A5.

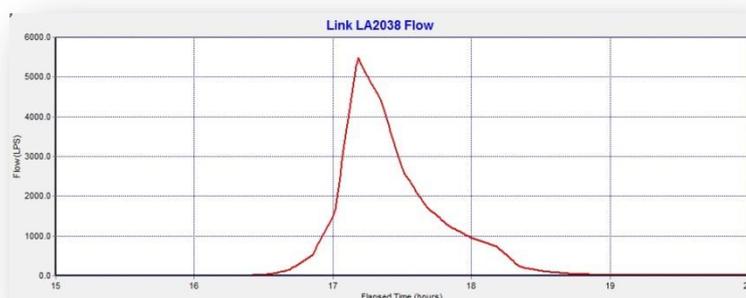


Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_A5.

Subcuenca_A5	
Table - Link LA2038	
Max Flow (LPS)	5476

Tabla 49. Caudal Pico producido por la Subcuenca A5.

En el tramo final de la Subcuenca A5 el caudal pico para un periodo de retorno de 10 años será de 5,4 m<sup>3</sup>/s

➤ **Subcuenca A6.**

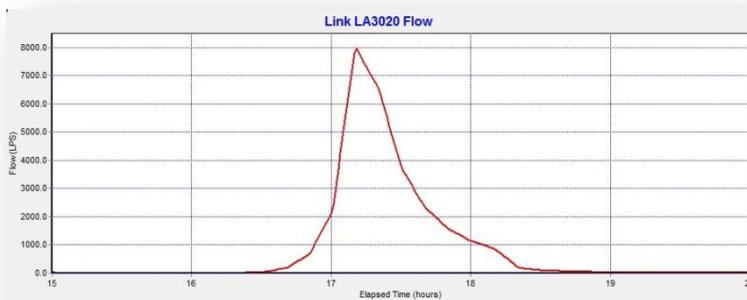
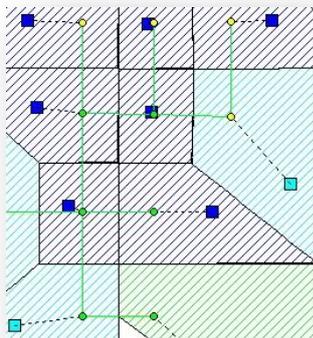


Figura 41. Subcuenca\_A6.

Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_A6.

Subcuenca_A6	
Table - Link LA3020	
Max Flow (LPS)	7962

Tabla 50. Caudal Pico producido por la Subcuenca A6.

En el tramo final de la Subcuenca A6 el caudal pico para un periodo de retorno de 10 años será de 7,6 m<sup>3</sup>/s.

➤ **Subcuenca A7.**

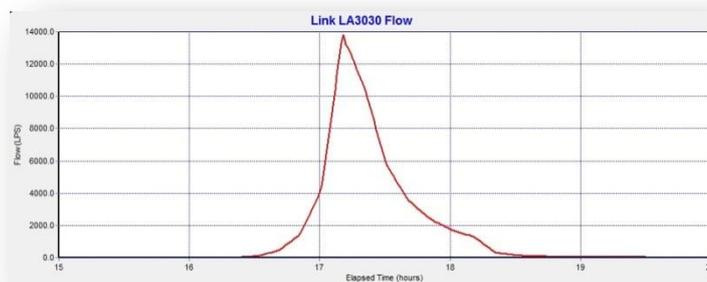
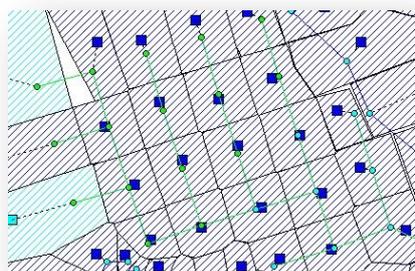


Figura 42. Subcuenca\_A7.

Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_A7.

Subcuenca_A7	
Table - Link LA3030	
Max Flow (LPS)	13837

Tabla 51. Caudal Pico producido por la Subcuenca A7.

En el tramo final de la Subcuenca A7 el caudal pico para un periodo de retorno de 10 años será de 13,8 m<sup>3</sup>/s.

➤ **Subcuenca B1.**

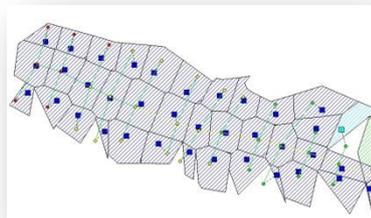


Figura 43. Subcuenca\_B1.

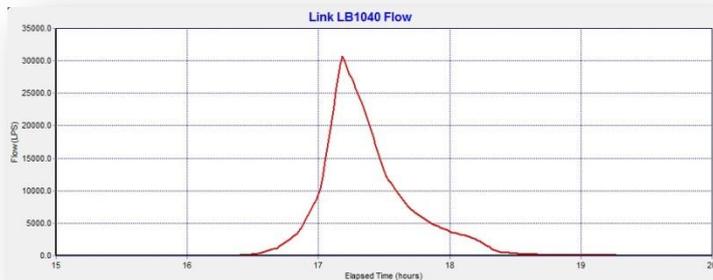


Grafico 16. Hidrograma en tiempo de lluvia – Subcuenca\_B1.

Subcuenca_B1	
Table - Link LB1040	
Max Flow (LPS)	30684

Tabla 52. Caudal Pico producido por la Subcuenca B1.

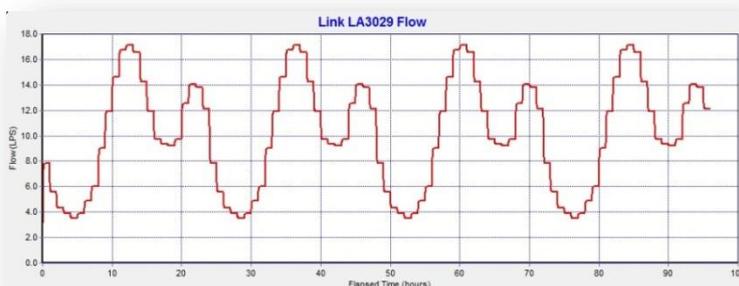
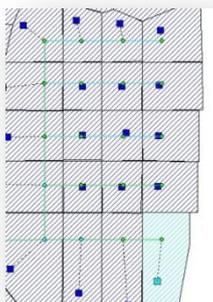
En el tramo final de la Subcuenca B1 el caudal pico para un periodo de retorno de 10 años será de 30,7 m<sup>3</sup>/s.

\*Los cálculos del caudal pico producido por cada una de las subcuencas se adjuntan en el CD.

### 6.2.4 Comprobación en tiempo seco.

Para el cálculo de las aguas residuales las zonas en expansión ya conocidas, se procedió de igual forma que para la situación actual contemplada en el capítulo 4 y de esta forma obtener los hidrogramas en los tramos finales de las subcuencas previstas tanto para la zona A como para la Zona B.

➤ **Subcuenca A1.**



Subcuenca_A1	
Table - Link LA3029	
Max Flow (LPS)	17.13

Tabla 53. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca A1.

En el tramo final de la Subcuenca A1 el caudal de aguas residuales será de 17,13 litros por segundo.

➤ **Subcuenca A2.**

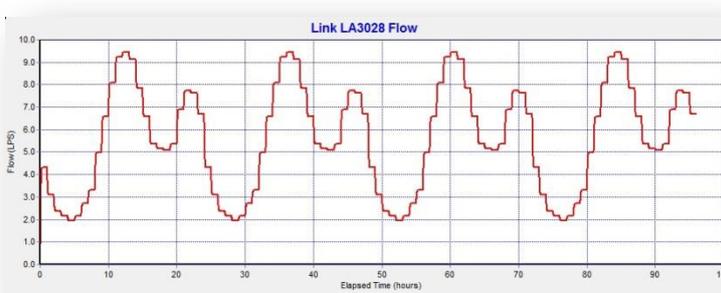
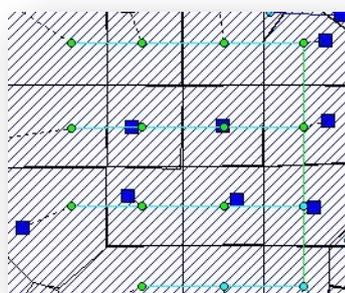


Figura 45. Subcuenca\_A1.

Grafico 16. Hidrograma en tiempo seco – Subcuenca\_A1.

Subcuenca_A2	
Table - Link LA3028	
Max Flow (LPS)	9.46

Tabla 54. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca A2.

En el tramo final de la Subcuenca A2 el caudal de aguas residuales será de 9,46 litros por segundo.

➤ **Subcuenca A3.**



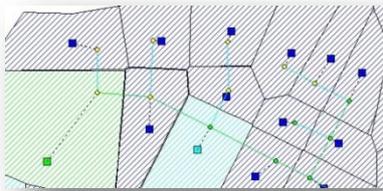


Figura 46. Subcuenca\_A3.  
en tiempo seco – Subcuenca\_A3.

Grafico 16. Hidrograma

Subcuenca_A3	
Table - Link LA3024	
Max Flow (LPS)	15.39

Tabla 55. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca A3.

En el tramo final de la Subcuenca A3 el caudal de aguas residuales será de 15,39 litros por segundo.

➤ **Subcuenca A4.**

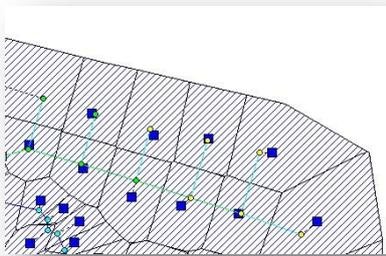


Figura 47. Subcuenca\_A4.

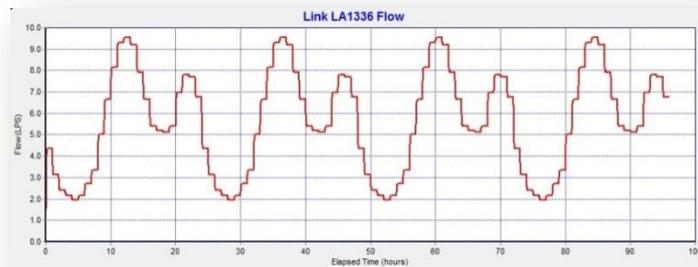


Grafico 16. Hidrograma en tiempo seco – Subcuenca\_A4.

Subcuenca_A4	
Table - Link LA1336	
Max Flow (LPS)	9.54

Tabla 56. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca A4.

En el tramo final de la Subcuenca A4 el caudal de aguas residuales será de 9,54 litros por segundo.

➤ **Subcuenca A5.**

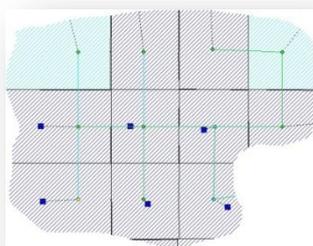


Figura 48. Subcuenca\_A5.

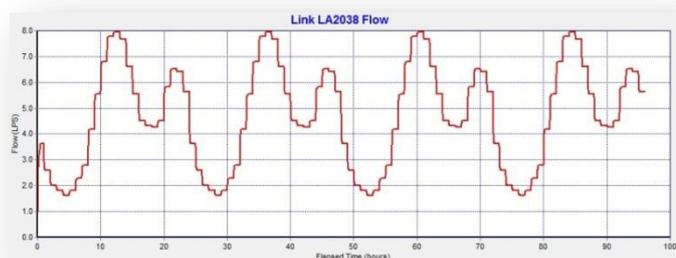


Grafico 16. Hidrograma en tiempo seco – Subcuenca\_A5.

Subcuenca_A5	
Table - Link LA2038	
Max Flow (LPS)	7.95

Tabla 57. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca A5.

En el tramo final de la Subcuenca A5 el caudal de aguas residuales será de 7,95 litros por segundo.

➤ **Subcuenca A6.**

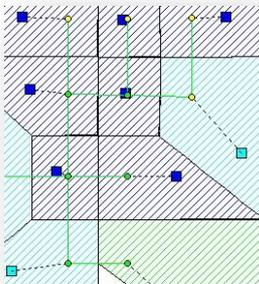


Figura 49. Subcuenca\_A6.

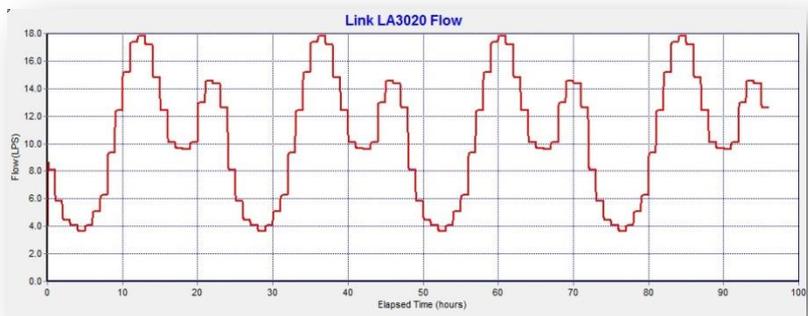


Grafico 16. Hidrograma en tiempo seco – Subcuenca\_A6.

Subcuenca_A6	
Table - Link LA3020	
Max Flow (LPS)	17.8

Tabla 58. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca A6.

En el tramo final de la Subcuenca A6 el caudal de aguas residuales será de 17,8 litros por segundo.

➤ **Subcuenca A7.**

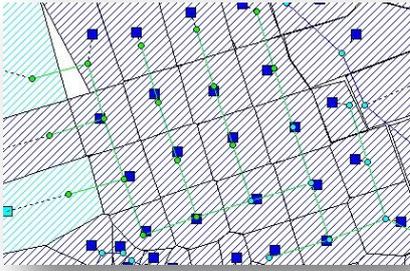


Figura 50. Subcuenca\_A7.

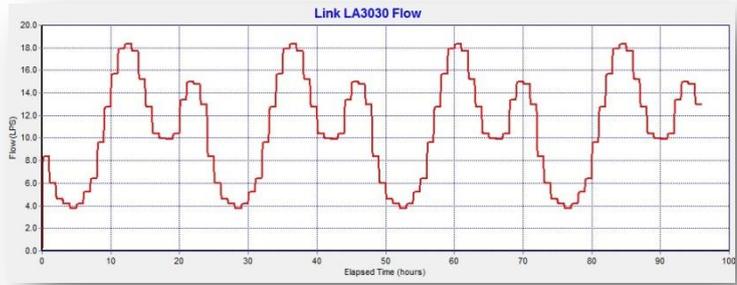


Grafico 16. Hidrograma en tiempo seco – Subcuenca\_A7.

Subcuenca_A7	
Table - Link LA3030	
Max Flow (LPS)	18.33

Tabla 59. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca A7.

En el tramo final de la Subcuenca A7 el caudal de aguas residuales será de 18,33 litros por segundo.

➤ **Subcuenca B1.**

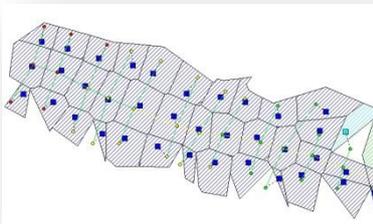


Figura 51. Subcuenca\_B1.

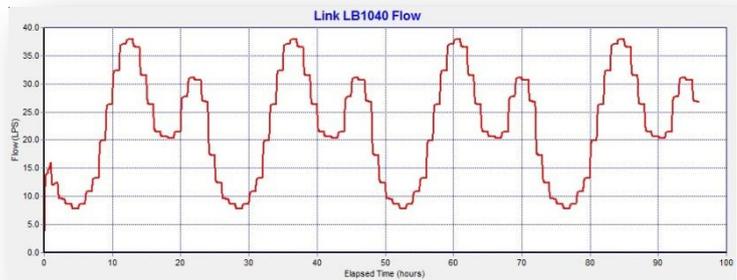


Grafico 16. Hidrograma en tiempo seco – Subcuenca\_B1.

Subcuenca_B1	
Table - Link LB1040	
Max Flow (LPS)	37.91

Tabla 60. Caudal pico de aguas residuales producido por la Subcuenca B1.

En el tramo final de la Subcuenca B1 el caudal de aguas residuales será de 37,91 litros por segundo.

\*Los cálculos del caudal pico producido por cada una de las subcuencas se adjuntan en el CD.

Tras obtener los hidrogramas en los puntos finales de cada subcuenca y habiendo comprobado que los diámetros de las tuberías en los diseños propuestos son los indicados para absorber las aguas residuales y aguas pluviales se procede al análisis de los colectores principales, los cuales recibirán las aguas residuales y pluviales provenientes de las subcuencas vistas anteriormente.

### 6.3 Comprobación de la capacidad del colector principal en tiempo seco.

Siendo realizada la simulación en tiempo seco únicamente para las zonas en expansión y obteniendo los hidrogramas de cada subcuenca se pudo conocer el caudal de aguas residuales que producirán ambas zonas. Dicho caudal tendrá que ser transportado a la EDAR a través del colector principal de la cuenca norte del municipio de Santa Rosa de Copán. Para ello fue necesario conectar las subcuencas de las zonas en expansión a la red y analizar si el colector principal que transporta únicamente caudales residuales sería capaz de absorber los caudales residuales para la situación horizonte.

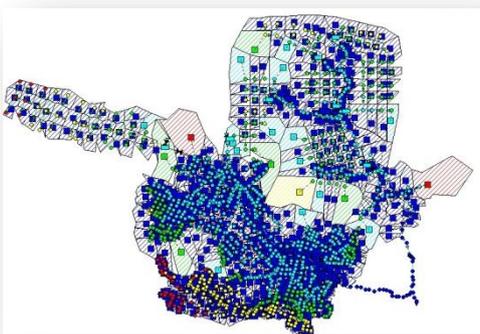


Figura 52. Santa Rosa de Copán 2029

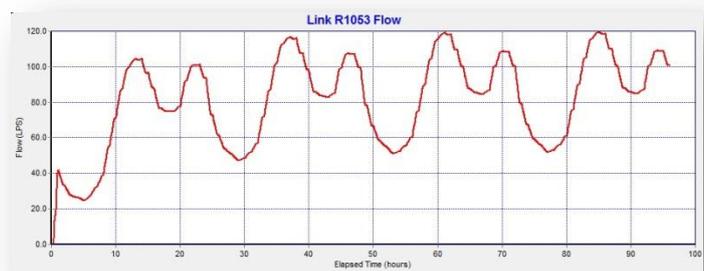


Gráfico 16. Hidrograma en tiempo seco – Colector Raíces 2029.

Colector raíces
Table - Link R1053

Tubos		
MAX FLOW (L/S)	120	
Cantidad	52	
Velocidad Máxima (m/s)	3	
Velocidad Mínima (m/s)	0.6	
si cumplen	52	100%

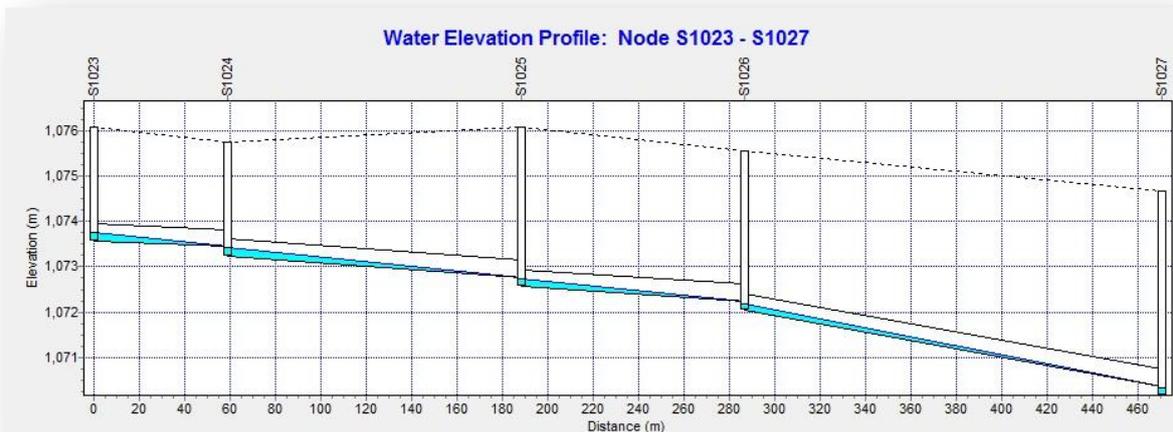
Tabla 61. Caudal pico de aguas

Raíces.

residuales producido en el colector

En el tramo final del colector Raíces el caudal pico de las aguas residuales será de 120 litros por segundo.

Tabla 62. Comprobación del colector Raíces en tiempo seco.



Perfil Longitudinal 5. Simulación

No cumplen	0	0%
Total		100%

en tiempo seco del colector Raíces.

El colector Raíces cuenta con un total de 52 conductos previamente diseñados en el plan director de saneamiento 2002, cuyos diámetros están comprendidos 300 mm y 400 mm. Colector que una vez simulado para las aguas residuales se comprobó que el diseño establecido es lo suficientemente capaz para transportar las aguas residuales hasta el tramo final, mismo que converge con el colector norte y que transportará las aguas a tratar a la EDAR

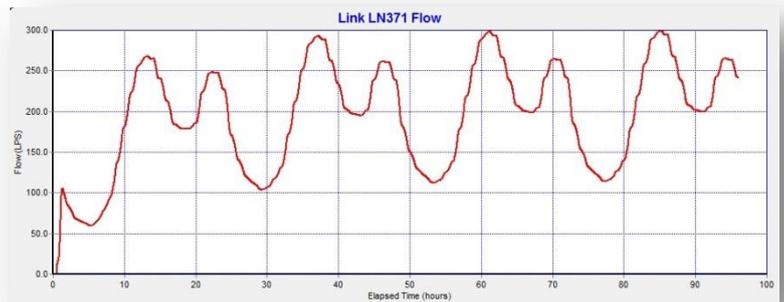
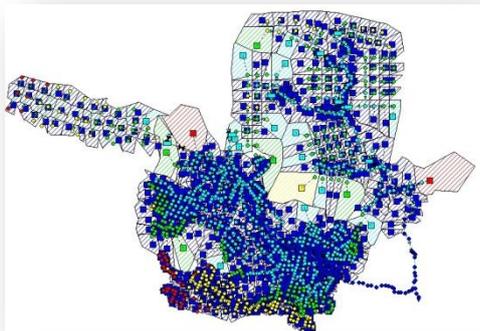


Figura 53. Santa Rosa de Copán 2029

Gráfico 16. Hidrograma en tiempo seco – Colector Norte 2029.

Colector Norte	
Table - Link LN371	
Max Flow (LPS)	299

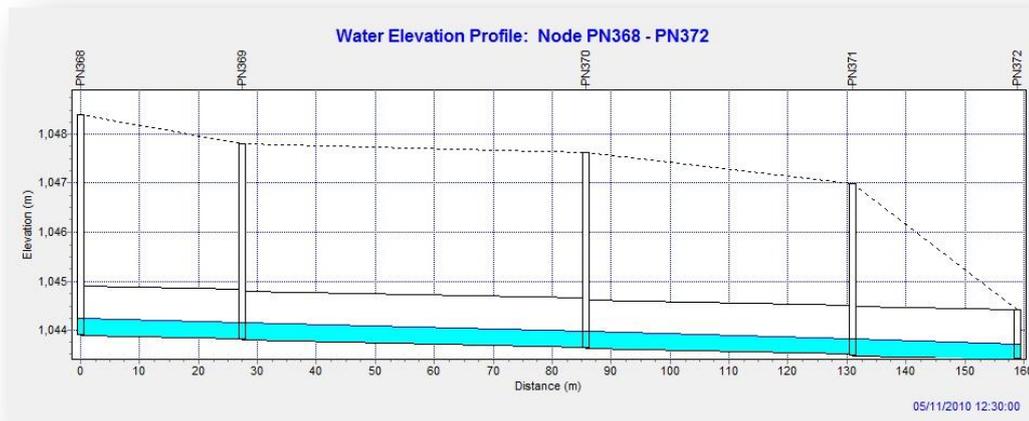
Tabla 63. Caudal pico de aguas residuales producido por la cuenca Norte.

En el tramo final del colector Norte el caudal pico de las aguas residuales será de 299 litros por segundo.

Colector Norte		
Tubos		
Cantidad	190	
Velocidad Máxima (m/s)	3	
Velocidad Mínima (m/s)	0.6	
si cumplen	184	97%
No cumplen	6	3%
Total	100%	

Tabla 63. Comprobación del colector Norte en tiempo seco.

\*Los cálculos de la capacidad colector Principal en tiempo seco se adjuntan en el CD.



Perfil Longitudinal 6. Simulación en tiempo seco del colector Norte.

El colector Norte cuenta con un total de 190 conductos previamente diseñados en el plan director de saneamiento 2002, cuyos diámetros están comprendidos 150 mm y 750 mm. Colector que una vez simulado para las aguas residuales se comprobó que el diseño establecido es lo suficientemente capaz para transportar las aguas residuales hasta el tramo final, mismo que converge con el colector Raíces y que transportará las aguas a tratar a la EDAR.

#### 6.4 Tanques de Tormenta.

Debido al crecimiento urbano que se está produciendo en el municipio de Santa Rosa de Copán así como en sus alrededores dará lugar a que las redes de colectores existentes sean cometidas a cargas para las que no habían sido originalmente diseñadas. Esto sucederá cuando las urbanizaciones vayan en aumento lo que supondrá un incremento de las superficies impermeables (Calles, Aceras, Tejados, etc.). Por lo tanto se verá modificada la respuesta hidrológica de estas subcuencas ante los episodios de lluvia.

El hecho de impermeabilizar el terreno de las zonas en expansión dará lugar a un incremento de escorrentía así como del caudal punta, debido a que prácticamente toda la precipitación circulará en superficie y no podrá infiltrarse en el terreno debido a la reducción de las zonas permeables que se produce al momento de urbanizar. También se producirá una disminución importante de la rugosidad de estas subcuencas y por lo cual traerá consigo una disminución del tiempo de concentración de la subcuenca, lo que conllevará a problemas de inundación los cuales afectarán a la ciudad.



aguas que se genere por debajo del mismo, con lo que se podrá evitar inundaciones y de esta manera mejorar el funcionamiento del colector principal. Por otro lado permite reducir la carga contaminante que llega al medio receptor. Es importante que el tanque pueda almacenar la primera punta de caudal o también conocido como “First flush” que se producirá en un evento de lluvia que llevará consigo una alta carga contaminante debido al lavado de la superficie así mismo al posterior arrastre de los contaminantes sedimentados y acumulados en los colectores desde el último evento de lluvia que se produjo.

Es importante para la situación horizonte del municipio de Santa Rosa de Copán evitar que se realicen vertidos directos al medio receptor sin tratamiento previo tanto de aguas residuales como de primeras aguas pluviales ya que de igual manera las aguas lluvias en sus escorrentías están fuertemente contaminadas. De este modo el tanque de tormenta permitirá almacenar dicha escorrentía inicial y tras el cese de cada evento de lluvia poder conducirla de forma eficaz hacia la EDAR donde será depurada y lanzada al medio receptor.

➤ **Tipos de tanques de tormenta.**

Existen diferentes tipos de tanques de tormenta, pero su elección vendrá dada por las condiciones locales del lugar donde se pretenda implementar. Un tanque de tormenta conlleva el hecho de requerir de una gran extensión en planta (metros cuadrados), y siendo el caso que para las futuras zonas donde crecerá el municipio de Santa Rosa de Copán que cuenta con grandes áreas se determinó su respectiva ubicación, mismo que no se pudo hacer para las zonas actuales ya que se encuentran densamente urbanizadas. Dentro de los tanques de tormenta más habituales tenemos:

- ✓ Tanques de Tormenta en serie.
- ✓ Tanques de Tormenta en paralelo.
- ✓ Tanques de Tormenta combinados.

De entre estos tipos de tanques a elegir se determinó utilizar tanques de tormenta en serie ya que ofrecen flexibilidad al momento de ser diseñados. Y aprovechando las condiciones topográficas de la zona se dimensionó para que el sistema de vaciado de cada uno fuera por gravedad. Así mismo se diseñará un aliviadero de seguridad a cada tanque de tormenta.

#### **6.4.1 Determinación de los volúmenes de almacenamiento.**

Para el cálculo de los volúmenes de almacenamiento de tanques de tormenta habitualmente el dimensionado del tanque se realiza utilizando una serie de datos pluviométricos de 24 horas mismos que fueron obtenidos de la estación meteorológica del municipio de Santa Rosa de Copán. Conociendo la ubicación de cada tanque de tormenta se determinaron los conductos, pozos y subcuencas que transportarían las aguas residuales y pluviales al colector principal mismas que serían controladas en cada evento de lluvia por el tanque ubicado en el tramo final para luego ser transportadas a la EDAR. Por lo que conociendo a la vez el tipo de uso de suelo y asignando el número de curva respectivo a cada área en las zonas en expansión, se realizó el cálculo de número curva promedio de cada subcuenca y de esta forma determinar el valor promedio del umbral de escorrentía de cada subcuenca con las siguientes expresiones:

$$CN = \frac{\sum Ai \ CNi}{\sum Ai}$$

Ecu (18).

donde CN es el número de curva promedio de la subcuenca,  $\sum Ai$  es la sumatoria de todas los polígonos o áreas que conectan a cada pozo pertenecientes a la subcuenca y Cni es el número de curva de cada área.

$$P_o = \frac{5080}{CN} - 50.8 \ (mm)$$

Ecu (19).

donde Po es el umbral de escorrentía promedio de la subcuenca y CN es el número de curva promedio de la subcuenca.

Obteniendo el número de curva promedio y el Po de cada subcuenca debidamente urbanizada y junto con los datos pluviométricos obtenidos que fueron de todos los días transcurridos desde el año 2007 hasta el año 2012 y los meses de enero y febrero del año en curso, datos que posteriormente se les dio un orden de mayor a menor con respecto a la precipitación registrada. Con esto se pudo obtener el volumen de escorrentía generado para cada uno de los eventos registrados en el periodo 2007 – 2012.

$$V = \frac{(P - P_o)^2}{P + 4P_o} \ (m^3)$$

Ecu (20).

donde  $V$  es el volumen de escorrentía producido en metros cúbicos ( $m^3$ ),  $P$  es la precipitación diaria en milímetros (mm) y  $P_o$  es el umbral de escorrentía de la subcuenca en milímetros (mm).

En la tabla 64 se detalla el dimensionamiento volumétrico del tanque correspondiente a la subcuenca A1.

Los eventos están ordenados de mayor a menor precipitación, y por lo tanto de mayor a menor escorrentía producida. En el total de la serie se observaron 206 eventos de lluvia que produjeron escorrentía.

Para cada volumen de escorrentía obtenido, se evalúan las eficiencias volumétricas y eventuales del tanque suponiendo que éste tuviese la capacidad del volumen de escorrentía en cuestión.

$$E_e = 1 - \frac{E_v}{E_{esc}}$$

Ecu (21).

donde  $E_e$  es la eficiencia eventual,  $E_v$  es el número de eventos que vierten,  $E_{esc}$  es número de eventos que escurren. (Andrés, 2010).

$$E_v = 1 - \frac{V_{TV}}{V_{TE}}$$

Ecu (22).

donde  $E_v$  es la eficiencia volumétrica,  $V_{TV}$  es el volumen total vertido,  $V_{TE}$  es el volumen total de escorrentía. (Andrés, 2010).

Se puede observar en la propia tabla 64 como en la serie hay claramente dos episodios extraordinarios, los dos primeros. Pretender controlarlos completamente supondría duplicar el volumen del tanque respecto del valor del tercer registro ( $12550 m^3$ ). Sin embargo, a partir del aquí el rango de volúmenes es ya muy continuo y no existen grandes saltos en los volúmenes. Por ello se decide adoptar ese valor volumétrico para el tanque, con el cual, en promedio, se controlan el 99% de los eventos (en número) y el 88% de la escorrentía producida (en volumen). El proceso es análogo para el resto de tanques.

Habiendo realizado la inspección en el trazado de la red de drenaje para las zonas en expansión se ubicaron 7 tanques de tormentas para la zona A y uno para la Zona B, y obtenido el cálculo del de los volúmenes así como también determinando que los tanques deben tener

una altura mayor a 3 metros se calculó el área en planta para cada uno de los tanques a través de la siguiente expresión:

$$A = \frac{V_d}{H} (m^2)$$

				Dimensionamiento Volumétrico de tanques de tormenta			
Eventos que escurren	206			Dimensiones	Altura =	4	m
Área de la Cuenca	37.616	Ha			Vol. Deposito _A1 =	12550	m3
Po cuenca	11.92	mm			Área en planta =	3137	m2
Max Eventos	891						
año	mes	día	Eve	Precipitación	Vol. escorrentía	Eficiencia	Eficiencia

Ecu (23).

donde A es el área en planta en unidades de metros cuadrados ( $m^2$ ),  $V_d$  es el volumen de escorrentía producido en unidades de metros cúbicos ( $m^3$ ), H es la altura que tendrá el tanque de tormenta en metros (m).

		nto	(mm)	(m3)	eventual	volumétrica	
2011	Julio	<b>6</b>	<b>1</b>	113.03	23933	1	1
2012	Agosto	<b>18</b>	<b>2</b>	105.16	21400	0.995	0.940
2008	Agosto	<b>21</b>	<b>3</b>	76.2	12550	0.990	0.887
2012	Agosto	<b>29</b>	<b>4</b>	72.14	11388	0.985	0.855
2008	Septiembre	<b>20</b>	<b>5</b>	71.12	11100	0.981	0.827
2007	Septiembre	<b>6</b>	<b>6</b>	70.61	10956	0.976	0.799
2011	Junio	<b>19</b>	<b>7</b>	69.6	10674	0.971	0.772
2009	Mayo	<b>1</b>	<b>8</b>	69.2	10562	0.966	0.745
2008	Diciembre	<b>6</b>	<b>9</b>	66.04	9691	0.961	0.718
2007	Junio	<b>1</b>	<b>10</b>	65.28	9484	0.956	0.694
2008	Agosto	<b>5</b>	<b>11</b>	64.01	9141	0.951	0.670
2008	Octubre	<b>1</b>	<b>12</b>	62.74	8801	0.947	0.648
2008	Septiembre	<b>2</b>	<b>13</b>	61.47	8464	0.942	0.626
2010	Junio	<b>12</b>	<b>14</b>	60.96	8329	0.937	0.604
2008	Septiembre	<b>27</b>	<b>15</b>	57.91	7537	0.932	0.583
2007	Octubre	<b>20</b>	<b>16</b>	55.88	7022	0.927	0.565
2011	Abril	<b>21</b>	<b>17</b>	54.1	6578	0.922	0.547
2012	Mayo	<b>20</b>	<b>18</b>	53.09	6329	0.917	0.531
2008	Septiembre	<b>30</b>	<b>19</b>	52.07	6081	0.913	0.515

Tabla 64. Dimensionamiento Volumétrico / Eficiencia eventual / Eficiencia volumétrica

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
Dimensiones	Altura =	4	m
	Vol. Deposito _A1 =	12550	m3
	Área en planta =	3137	m2

Tabla 65. Dimensionamiento volumétrico para tanque de tormenta A1.

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
Dimensiones	Altura=	4	m
	Vol. Deposito _A2 =	6928	m3
	Área en planta =	1732	m2

Tabla 66. Dimensionamiento volumétrico para Tanque de tormenta A2.

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
Dimensiones	Altura =	4	m
	Vol. Deposito _A3 =	7215	m3
	Área en planta =	1804	m2

Tabla 67. Dimensionamiento volumétrico para Tanque de tormenta A3.

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
Dimensiones	Altura =	4	m
	Vol. Deposito _A4 =	6995	m3
	Área en planta =	1749	m2

Tabla 68. Dimensionamiento volumétrico para Tanque de tormenta A4.

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
Dimensiones	Altura =	3	m
	Vol. Deposito _A5 =	1313	m3
	Área en planta =	438	m2

Tabla 69. Dimensionamiento volumétrico para Tanque de tormenta A5.

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
Dimensiones	Altura =	4	m
	Vol. Deposito _A6 =	8993	m3
	Área en planta =	2248	m2

Tabla 70. Dimensionamiento volumétrico para Tanque de tormenta A6.

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
Dimensiones	Altura =	4	m
	Vol. Deposito _A8 =	13438	m3
	Área en planta =	3359	m2

Tabla 71. Dimensionamiento volumétrico para Tanque de tormenta A8.

Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta			
	Altura =	4	m
Dimensiones	Vol. Deposito _B1 =	31726	m3
	Área en planta =	7932	m2

Tabla 72. Dimensionamiento volumétrico para Tanque de tormenta B1.

\*Los cálculos del dimensionamiento Volumétrico de los tanques de Tormenta se adjunta en el CD.

#### 6.4.2 Definición de aliviaderos y conductos de salida.

Una vez dimensionados volumétricamente los Tanques de Tormenta se procedió al diseño de los aliviaderos y de los conductos de salidas de los mismos. Tomando en consideración que todos los tanques de Tormenta después de pasado el evento de lluvia tienen que vaciarse en un tiempo no mayor a 48 horas.

##### ➤ Diseño de Aliviaderos.

Son las salidas de las que dispondrá el tanque de tormenta cuando éste se encuentre al máximo de su capacidad durante un evento de lluvia, y por donde se realizarán los vertidos hacia las quebradas.

SWMM 5.0 dispone de estos elementos como se conoció en el capítulo 4, y dentro de las 4 formas de vertederos de las que dispone el simulador se ha elegido que cada uno de los vertederos se diseñe de forma rectangular.

Como primer paso en el diseño de un vertedero es necesario conocer el caudal pico de aguas lluvias que se generará para cada una de las urbanizaciones o subcuencas aguas arriba de donde se dispondrá ubicar el tanque de tormenta y al mismo tiempo teniendo en cuenta el periodo de retorno de diseño de drenajes para la zona el cual también se estableció en 10 años. Tomando en cuenta todas las consideraciones anteriores y con la siguiente expresión de diseño para aliviaderos rectangulares, se procedió a dimensionarlos para cada tanque.

$$Q = C_w L h^{3/2}$$

Ecu (24).

donde Q es el caudal máximo producido por la subcuenca para una tormenta con el periodo de retorno T en (m<sup>3</sup>/s), C<sub>w</sub> es el factor de descarga que en este caso se ha tomado como 1.84 definido en el manual del ITA SMWW 5.0 para vertederos rectangulares de pared delgada, L es la longitud del vertedero en metros y h es la cresta o altura del vertedero en metros. (ITA, 2012)

Vertedero A1	
Caudal máximo T10 (m <sup>3</sup> /s)	12.80
Coefficiente de Descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	33.60

Tabla 73. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormentaA1.

Vertedero A2	
Caudal máximo T10 (m <sup>3</sup> /s)	7.10
Coefficiente de descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	18.64

Tabla 74. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormentaA2.

Vertedero A3	
Caudal máximo T10 (m <sup>3</sup> /s)	11.40
Coefficiente de descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	29.92

Tabla 75. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormentaA3.

Vertedero A4	
Caudal máximo T10 (m <sup>3</sup> /s)	7.10
Coefficiente de descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	18.64

Tabla 76. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormentaA4.

Vertedero A5	
Caudal máximo T10 (m <sup>3</sup> /s)	5.4
Coefficiente de descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	14.17

Tabla 77. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormentaA5.

Vertedero A6	
Caudal máximo T10 (m <sup>3</sup> /s)	7.40
Coefficiente de descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	19.42

Tabla 78. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormentaA6.

Vertedero A8	
Caudal máximo T10 (m3/s)	13.8
Coefficiente de descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	36.22

Tabla 79. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormenta A8.

Vertedero B1	
Caudal máximo T10 (m3/s)	30.6
Coefficiente de descarga	1.84
Altura sobre vertedero (m)	0.35
Longitud (m)	80.32

Tabla 80. Dimensionamiento del vertedero del Tanque de tormenta B1.

\*Los cálculos del dimensionamiento de la altura sobre vertedero se adjuntan en el CD.

➤ **Diseño de conductos de salida.**

Los conductos que se han de diseñar para cada uno de los tanques de tormenta deben de dejar como mucho salir el caudal máximo de aguas residuales de cada subcuenca, caudales residuales de las subcuencas que se encuentran aguas arriba mismos que se conocen del estudio de la red realizado en tiempo seco.

$$Q_{\text{maximo vaciado}} \leq Q_{\text{maximo de residuales}}$$

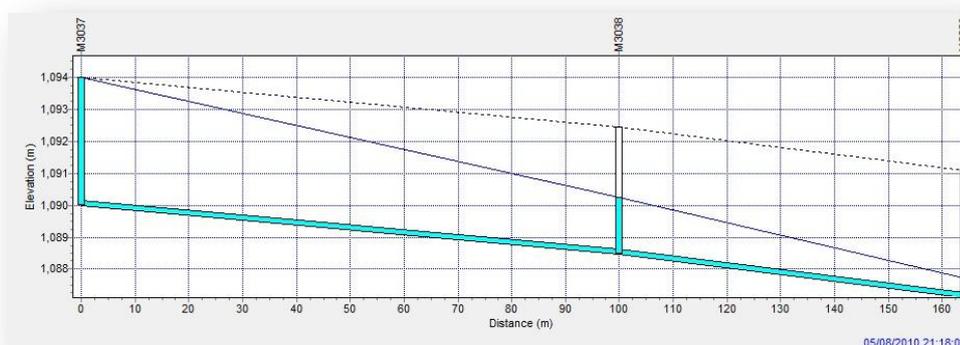
Así mismo cada tanque deberá de vaciarse en un tiempo de 48 horas como máximo para realizar los controles de los caudales de los futuros eventos de lluvia que se presenten en zona.

En SWMM 5.0 se cuenta con un elemento de salida llamado Outlet, elemento cuya definición se conoció en el capítulo 4. Este elemento permite una relación diámetro versus caudal de salida, y con el cual podemos a criterio introducir el caudal de salida para uno de los tanques según la altura del depósito, teniendo claro la condición de tiempo de vaciado que deben de tener y evitando que se produzca salida de agua a la superficie en la red producto de un vaciado incontrolable.

## 6.5 Redimensionamiento de los colectores, Principales Norte y Raíces.

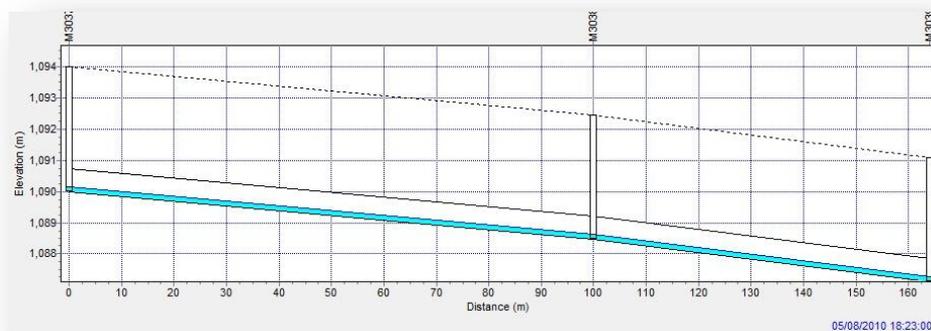
Determinando que el Colector Norte solo es capaz de admitir aguas residuales como se conoció en el capítulo 4, se realizó la conexión de las subcuencas en expansión de las zonas A y B junto con los tanques de tormenta previamente diseñados y ubicados en los tramos finales de cada subcuenca. Puesto en marcha el sistema se observó la entrada en carga tanto de colector Norte como el colector Raíces. Por lo tanto fue necesario el redimensionamiento de los colectores principales Norte y Raíces.

En ambos colectores se fueron aumentando los diámetros de las tuberías ya que los diámetros previsto en el plan director de saneamiento 2002, no eran lo suficientemente capaces de dar entrada a los caudales de vaciado de los tanques de tormenta dado que después de un episodio de lluvia estos entraban en carga aun regulando el caudal de vaciado de los tanques.



Perfil Longitudinal 7. Simulación en tiempo de lluvia del colector Raíces.

Por lo tanto conociendo que los tanques de tormenta contaban con un periodo de vaciado de 48 horas se determinó dar un caudal de vaciado adecuado para que se cumpliera este periodo de tiempo y así mismo realizar el redimensionamiento de los colectores principales para dar lugar al transporte de estos caudales a la EDAR.



Perfil Longitudinal 8. Simulación en tiempo de lluvia del colector Raíces.

En la siguiente tabla se observan los tramos de ambos colectores donde ha sido necesario aumentar el diámetro (se ha mantenido el perfil longitudinal) para dar cabida a los caudales de vaciado de los depósitos.

Tramo	Diametro según plan 2002 (mm)	Nuevo Diametro (mm)
LN367	750	1000
LN368	750	1000
LN369	750	1000
LN370	750	1000
LN371	750	1000

Tabla 81. Comparativa de diámetros en el colector Norte tras el redimensionamiento.

Tramo	Diametro según plan 2002 (mm)	Nuevo Diametro (mm)
R1001	380	600
R1002	380	600
R1003	380	600
R1004	380	600
R1005	380	1000
R1006	380	1000
R1007	380	1000
R1008	380	1000
R1009	380	1000
R1010	380	1000
R1011	380	1000
R1012	380	1000
R1013	380	1000
R1014	380	1000
R1015	380	1000
R1016	380	1000
R1017	380	1000
R1018	380	1000
R1019	380	1000
R1020	380	1000
R1021	380	1000
R1022	380	1000
R1023	380	1000
R1024	380	1000
R1025	380	1000
R1026	380	1000

Tabla 82. Comparativa de diámetros en el colector Raíces tras el redimensionamiento.

Tramo	Diametro según plan 2002 (mm)	Nuevo Diametro (mm)
R1027	380	1000
R1028	380	1000
R1029	380	1000
R1030	380	1000
R1031	380	1000
R1032	380	1000
R1033	380	1000
R1034	380	1000
R1035	380	1000
R1036	380	1000
R1037	380	1000
R1038	380	1000
R1039	380	1000
R1040	380	1000
R1041	380	1000
R1042	380	1000
R1043	380	1000
R1044	380	1000
R1045	380	1000
R1046	380	1000
R1047	380	1000
R1049	380	1000
R1050	380	1000
R1051	380	1000
R1052	380	1000
R1053	380	1000

Tabla 83. Comparativa de diámetros en el colector Raíces tras el redimensionamiento.

## 6.6 Simulación completa del sistema en la situación Horizonte (2029).

Habiendo realizado el dimensionamiento volumétrico de los tanques de tormenta así como el redimensionamiento de los colectores principales e introduciendo los parámetros requeridos, se procedió a la simulación completa del sistema para la situación Horizonte (2029) en el cual se pudo constatar la efectividad del sistema con un porcentaje de error del 0.02%. La simulación fue realizada para 4 días y por lo tanto se observó que los vaciados de los tanques de tormenta cumplieran con el tiempo establecido así mismo que los vertederos cumplieran con su funcionamiento.



Figura 55. Run status Simulación completa en SWMM 5.0 – Santa Rosa de Copán 2029

➤ **Caudales pico a la entrada y salida de cada tanque así como su tiempo de vaciado.**

✓ **Deposito\_A1.**

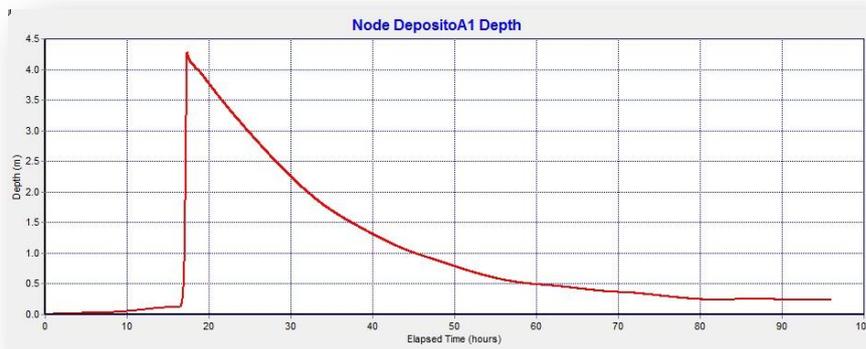


Grafico 17. Tiempo de Vaciado Deposito\_A1.

Caudal pico de entrada_A1		Caudal pico de salida sobre vertedero_A1		Caudal pico de vaciado_A1	
Max Flow (LPS)	12871	Max Flow (LPS)	9158	Max Flow (LPS)	180

Tabla 84. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_A1.

✓ **Deposito\_A2.**

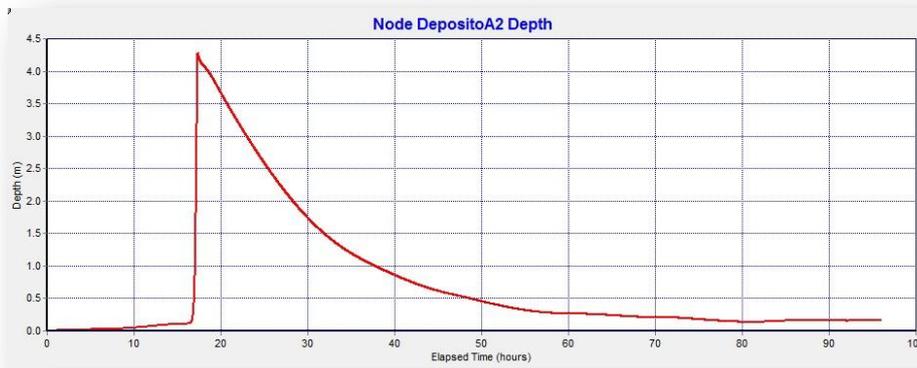


Grafico 18. Tiempo de Vaciado Deposito\_A2.

Caudal pico de entrada_A2		Caudal pico de salida sobre vertedero_A2		Caudal pico de vaciado_A2	
Max Flow (LPS)	7107	Max Flow (LPS)	5021	Max Flow (LPS)	130

Tabla 85. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_A2.

✓ **Deposito\_A3.**

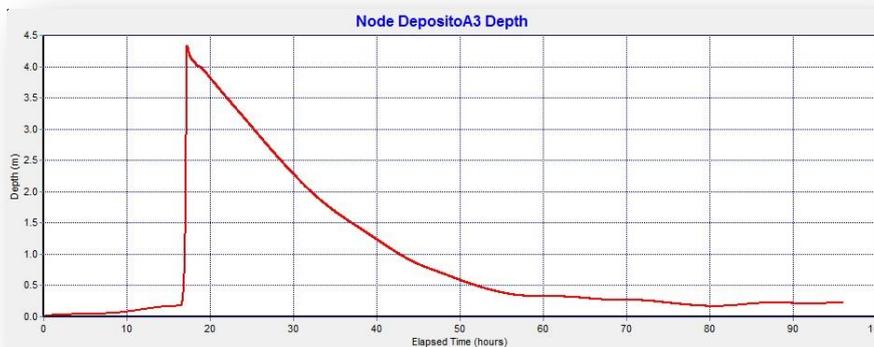


Grafico 19. Tiempo de Vaciado Deposito\_A3.

Caudal pico de entrada_A3		Caudal pico de salida sobre vertedero_A3		Caudal pico de vaciado_A3	
Max Flow (LPS)	11425	Max Flow (LPS)	10451	Max Flow (LPS)	100

Tabla 86. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_A3.

✓ **Deposito\_A4.**

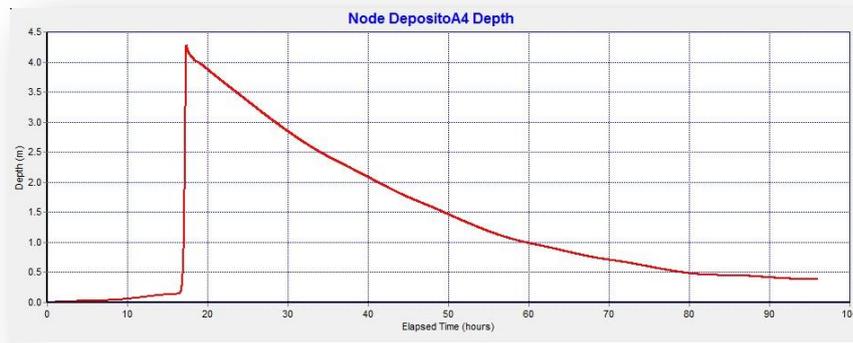


Grafico 20. Tiempo de Vaciado Deposito\_A4.

Caudal pico de entrada_A4		Caudal pico de salida sobre vertedero_A4		Caudal pico de vaciado_A4	
Max Flow (LPS)	7185	Max Flow (LPS)	5171	Max Flow (LPS)	65

Tabla 87. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_A4.

✓ **Deposito\_A5.**

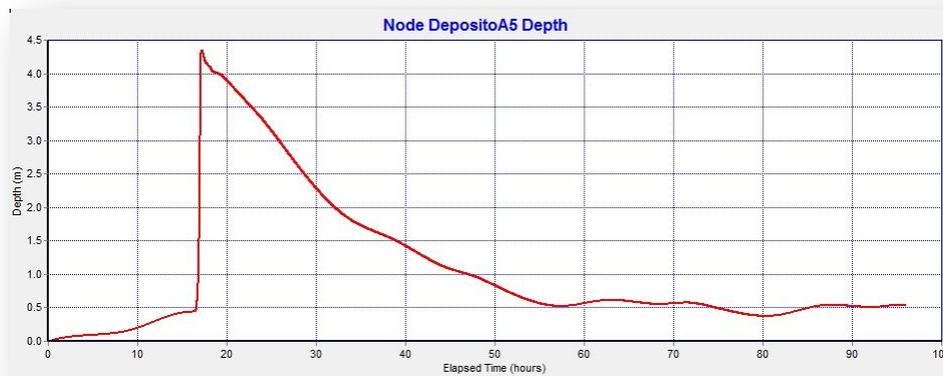


Grafico 21. Tiempo de Vaciado Deposito\_A5.

Caudal pico de entrada_A5		Caudal pico de salida sobre Vertedero_A5		Caudal pico de vaciado_A5	
Max Flow (LPS)	5476	Max Flow (LPS)	5422	Max Flow (LPS)	25

Tabla 88. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_A5.

✓ **Deposito\_A6.**

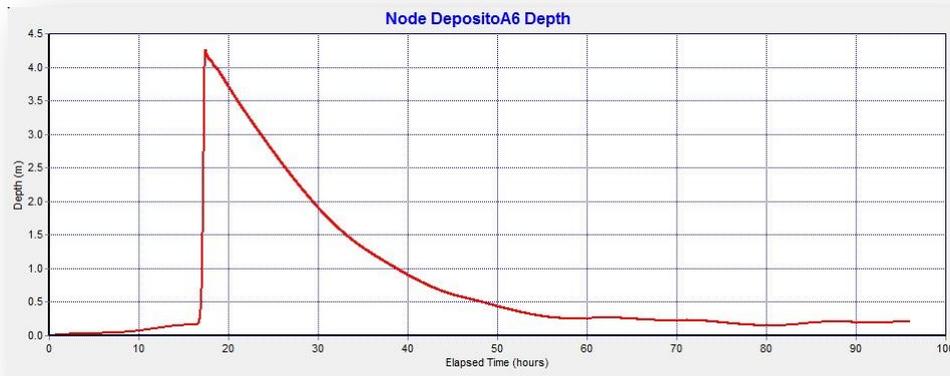


Grafico 22. Tiempo de Vaciado Deposito\_A6.

Caudal pico de entrada_A6		Caudal Pico de salida sobre vertedero_A6		Caudal Pico de vaciado_A6	
Max Flow (LPS)	7962	Max Flow (LPS)	4933	Max Flow (LPS)	160

Tabla 89. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_A6.

✓ **Deposito\_A7.**

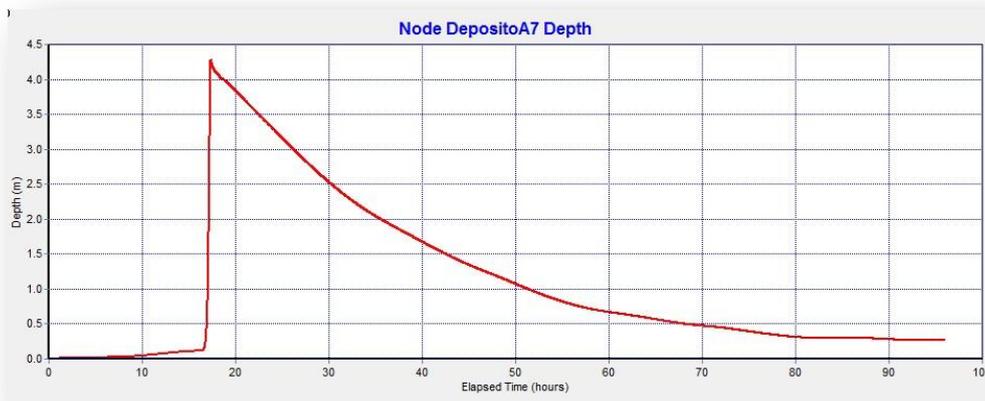


Grafico 23. Tiempo de Vaciado Deposito\_A7.

Caudal Pico de Entrada_A7		Caudal Pico sobre Vertedero_A7		Caudal Pico de Vaciado_A7	
Max Flow (LPS)	13837	Max Flow (LPS)	9833	Max Flow (LPS)	150

Tabla 90. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_A7.

✓ **Deposito\_B1.**

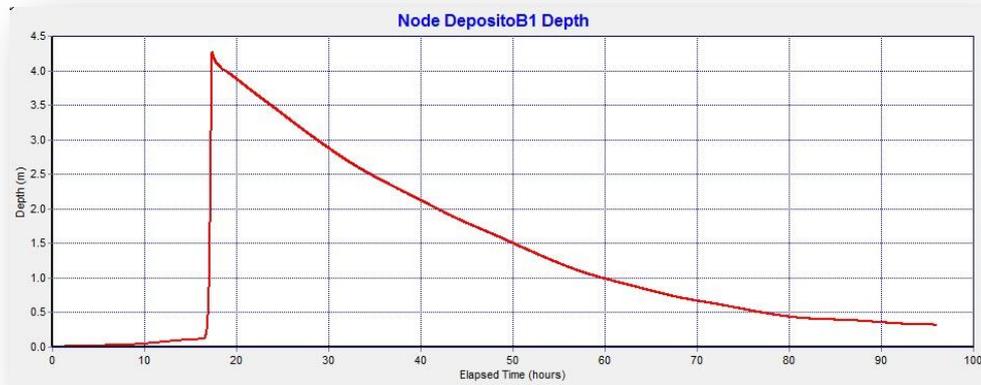


Grafico 24. Tiempo de Vaciado Deposito\_B1.

Caudal Pico de Entrada_B1		Caudal Pico sobre Vertedero_B1		Caudal Pico de Vaciado_B1	
Max Flow (LPS)	30684	Max Flow (LPS)	20762	Max Flow (LPS)	275

Tabla 91. Caudal pico de entrada-salida-vaciado/Deposito\_B1.

## **6.7 Conclusión.**

En el presente capítulo se ha procedido a dimensionar las infraestructuras de drenaje y saneamiento compatibles con la expansión urbana prevista para la ciudad en el horizonte 2029.

En la figura se plasman esquemáticamente estas actuaciones, que se sintetizan en lo siguiente:

- a) Redes secundarias unitarias para un periodo de retorno de 10 años en las zonas de expansión urbanística A y B. Estas actuaciones suponen un total de 111 km de red nueva en la zona A y de 30 km en la zona B.
- b) La conexión de cada una de esas nuevas redes con los colectores principales Norte y Raíces previstos en el plan 2002, se controla con un total de 8 tanques de tormenta, de entre 1300 y 31000 m<sup>3</sup>. Esto permite vehicular hacia la EDAR buena parte de las aguas pluviales evitando así el problema medioambiental de las DSU a las quebradas que suponen el punto de alivio.
- c) Para que los colectores principales Norte y Raíces sean capaces de absorber el vaciado de los nuevos episodios, ha sido necesario redimensionarlos respecto a lo previsto en el plan 2002. El incremento de diámetros en las secciones finales ha supuesto pasar de 380 mm a 1000 mm en el colector Raíces, y de 750 mm a 1000 mm en el colector Norte.

Por último, cabe recordar, tal y como se concluyó en el capítulo de diagnóstico, que en la zona consolidada de la ciudad, no son factibles más actuaciones que las previstas en el plan 2002, por lo que la red en esta zona es exclusivamente de residuales.

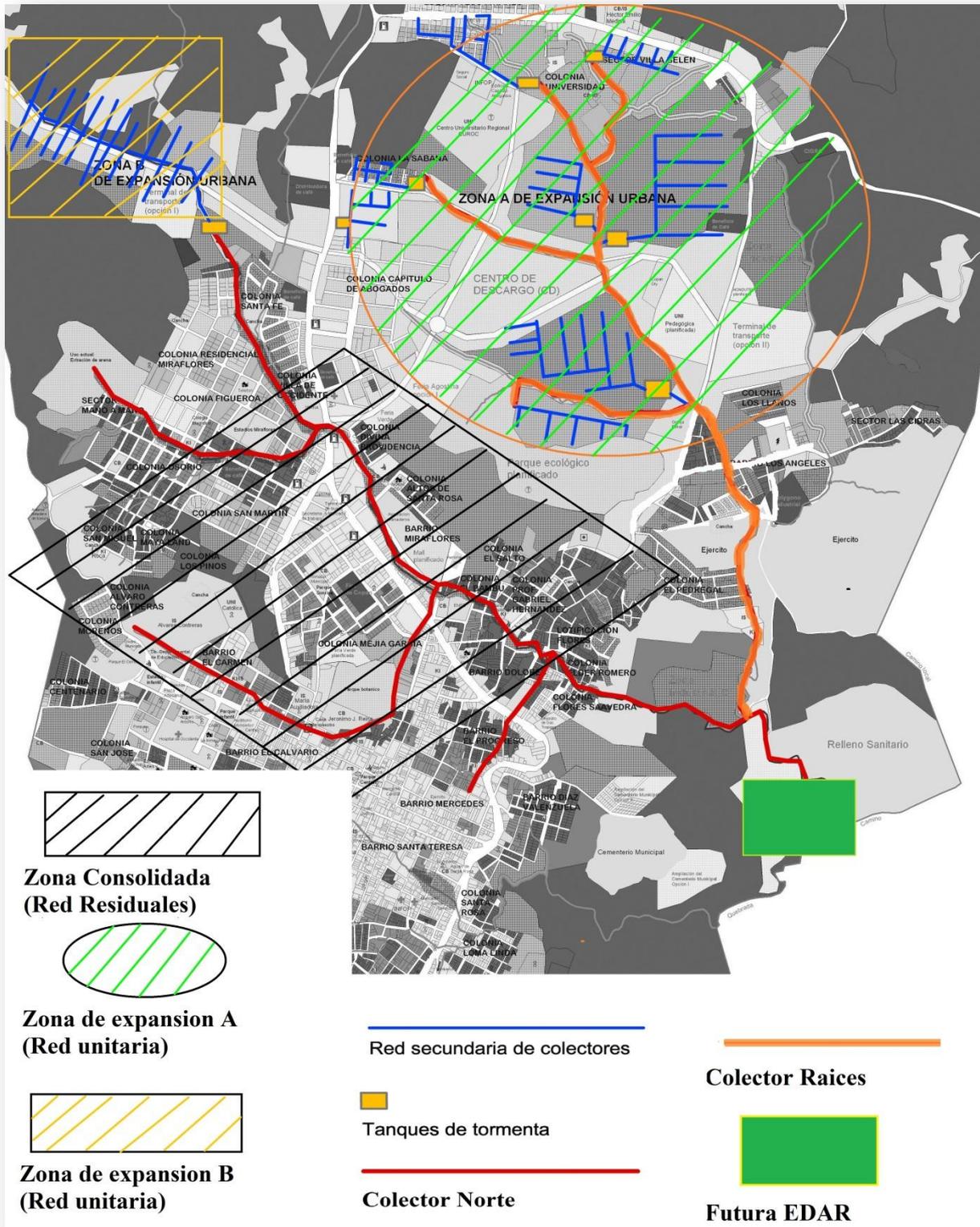


Figura 56. Sistema de alcantarillado Sanitario Santa Rosa de Copán 2029.

## **6.8 Bibliografía.**

(Manuel Gómez, 2007). Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante código SWMM 5.0, Universitat Politecnica de Catalunya. ETS Ingenieros caminos, canales y puertos.

(Andrés, 2010). “Evaluación probabilística de indicadores de eficiencia para el dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta para el control de la contaminación de escorrentías urbanas”

(ITA, 2012) Curso de análisis de redes de saneamiento con SWMM 5.0. Instituto Tecnológico del Agua, Universitat Politecnica de Valencia.

# Capítulo 7.

## Valoración económica de las actuaciones.

### 7.1 Introducción.

El presente capítulo dará a conocer valoraciones económicas de las actuaciones propuestas en el presente plan director:

- Actuaciones previstas en el plan 2002
- Nuevas redes de las zonas de expansión urbana.
- Tanques de tormenta.

La metodología a emplear para llevar a cabo la valoración económica contempla:

- Seleccionar las unidades de obra para cada uno de los 3 capítulos antes mencionados.
- Realizar la medición para cada unidad de obra.
- Establecer el precio de cada unidad de obra.
- Obtener el importe de cada unidad de obra como producto de los dos anteriores.
- El importe final de cada capítulo será la suma de los importes de las unidades de obra que lo integran.

### 7.2 Valoración de las actuaciones previstas en el plan 2002.

Para obtener una valoración económica en los colectores principales será necesario observar el trazado por el cual discurren. Establecido el trazado se puede proceder a cuantificar las unidades de obra principales.

#### 7.2.1 Unidades de Obra.

- **Excavación (m<sup>3</sup>).**

Una vez realizado el trazado de la red se procede a la excavación de las zanjas en donde serán ubicadas las tuberías que transportarán las aguas residuales y pluviales. La excavación será se medirá en metros cúbicos tomando en cuenta la profundidad y el ancho de la zanja la cual también estará directamente relacionada con la calidad del suelo y el diámetro de la tubería a instalar. Según el Fondo Hondureños de Inversión Social (FHIS) que regula las actividades e insumos de construcción se entiende para saneamiento como Excavación Tipo II (Material Semiduro) por medios manuales en cualquier tipo de suelo semi-duro desde arcilla, pasando por limos hasta arenas y

gravas que no requieren el uso de maquinaria pesada, pero que por condiciones de humedad, plasticidad, mezcla con roca suelta u otras características, se presentan con mayor dureza para ser removido. Deberá controlarse la estabilidad del suelo y de ser necesario y aprobado por la supervisión deberá apuntalarse las paredes de los zanjos, para lo cual se hará el pago respectivo como ítem aparte. El material producto de la excavación debe colocarse a un mínimo de 60 centímetros de la orilla del zanjo y deberá desalojarse a un máximo de 10 m para su posterior acarreo.

➤ **Tubo (m).**

Las tuberías de drenaje en una obra se miden en metros de tuberías debidamente instaladas y respetando las pendientes, velocidades y conexiones propuestas por el proyectista evitando la entrada en carga del sistema y de esta manera los caudales de aguas residuales y pluviales puedan ser transportados sin ningún problema a la EDAR o punto de vertido. Según el Fondo Hondureños de Inversión Social (FHIS), la actividad consiste el suministro de tubería, en lances completos, la cual deberá ser transportada, almacenada y manejada de modo que se evite el daño.

➤ **Pozo de Registro (unidad).**

Son elementos que sirven para unir los colectores en una red de drenaje, se colocan a lo mucho a 100 o 150 metros de distancia, ayudan a realizar cambios de diámetros en la red, cambios de dirección en las cruces y esquinas así como también cambios de pendientes. Estos se miden por unidad o mejor dicho por pozo debidamente construido. Según el Fondo Hondureños de inversión Social (FHIS). La actividad consiste en la excavación, aterrado, acarreo de desperdicios y construcción de un pozo de inspección compuesto por una losa de fondo de 20 cm de espesor de 2.50 m de altura promedio, media caña, paredes de ladrillo rafón rústico, cono de reducción, tapadera y casquete, de concreto reforzado. Las paredes son repelladas exteriormente y afinadas interiormente. Los componentes antes mencionados se construirán de acuerdo a las especificaciones del FHIS en lo que respecta a bases de pozos, paredes de pozo, repellos exteriores, repellos y pulidos interiores y tapaderas y casquetes de concreto en pozos de inspección. Todo lo anterior deberá tener las dimensiones indicadas y colocarse de acuerdo a las líneas y niveles indicados en los planos. La altura total será la descrita en el plano y medido de tapadera a fondo de la base de concreto del pozo de inspección.

➤ **Relleno (m<sup>3</sup>).**

Esta actividad es de mucha importancia ya que representa el colchón que de material debidamente colocado sobre la tubería una vez instalada con el firme propósito de evitar rupturas a la red por sobre presiones en la superficie y se mide en metros cúbicos de material de relleno colocado. Según el Fondo Hondureños de Inversión Social (FHIS). Estos trabajos consistirán en seleccionar, colocar, manipular, humedecer y compactar el material selecto necesario para camas de tubería de alcantarillado sanitario. El material selecto a suministrar deberá previamente ser aprobado por la supervisión de la obra y estar libre de piedras, grumos y terrones, además deberá provenir de bancos a más de 5 km de distancia del sitio del proyecto. El lugar donde se instalará el material de relleno deberá estar limpio de escombros. El material selecto será humedecido (sin formar lodo) y compactado en capas con un espesor de 0.10 m. Por medio de apisonadores manuales iniciando desde los bordes al centro del relleno y manteniendo traslapes continuos en los sitios apisonados. (FHIS, 2005).

### **7.2.2 Precios.**

Los precios son el valor al cual se adquiere en el mercado los materiales a utilizar durante el proceso de construcción de una obra, como ser tuberías, cemento, arena, ladrillos etc. Además de estos también se añade el precio de mano de obra por el cual los obreros están dispuestos a trabajar. Los precios en el mercado son muy variables ya que cada obra adquiere un valor diferente dependiendo de la zona donde se valla a realizar.

### **7.3.3 Importe del capítulo.**

Gracias a la colaboración prestada por la municipalidad de Santa Rosa de Copán se pudo obtener los importes totales del plan director de saneamiento que se realizó en el año 2002. Siendo que dicho proyecto se realizará en el presente año se determinó aplicar una tasa de interés de crecimiento del 3% para poder obtener un aproximado al valor por el cual se estará ejecutando la obra para este año. Quedando la expresión de la siguiente manera:

$$C(t) = C(1+r)^t$$

Ecu.

donde  $C(t)$  es el valor o coste presente con respecto al tiempo y tasa de interés aplicada,  $C$  es el coste inicial,  $r$  es la tasa de interés y  $t$  es el tiempo en años. (Pérez, 1993).

Por consiguiente con los valores proporcionados por la municipalidad de Santa Rosa de Copán se pudo obtener una aproximación del coste de ejecución del colector principal en la subcuenca norte para el presente año.

<b>RESUMEN EJECUTIVO</b>			
<b>PLAN DIRECTOR DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE SANTA ROSA DE COPAN</b>			
<b>SECTOR NORTE</b>			
		Tiempo	11
		Tasa de Interés	3%
<b>SECTORES</b>		<b>VALOR (LEMPIRAS) 2002</b>	<b>VALOR (LEMPIRAS) 2013</b>
1	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-1 COLECTOR PRINCIPAL	8,645,600	11,967,533
2	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-1 RED COLECTORA	13,265,932	18,363,152
3	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-2 COLECTOR PRINCIPAL	4,311,164	5,967,659
4	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-2 RED COLECTORA	13,351,846	18,482,077
5	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-3 COLECTOR PRINCIPAL	14,465,289	20,023,343
6	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-3 RED COLECTORA	32,091,883	44,422,671
7	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-4 COLECTOR PRINCIPAL	3,934,717	5,446,569
8	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR N-4 RED COLECTORA	6,193,275	8,572,941
9	ALCANTARILLADO SANITARIO SECTOR NORTE EMISOR DE DESCARGA	8,654,889	11,980,390
<b>TOTAL (LEMPIRAS)</b>		<b>104,914,594</b>	<b>145,226,335</b>
<b>TOTAL (DOLARES)</b>		<b>5,245,730</b>	<b>7,261,317</b>
<b>TOTAL (EUROS)</b>		<b>3,746,950</b>	<b>5,186,655</b>

Tabla 92. Estimación aproximada capítulo 1.

### 7.3 Valoración de los colectores principales y redes secundarias en las nuevas zonas de expansión.

Para realizar el cálculo de las futuras zonas de expansión es necesario obtener la cantidad de obra aproximada que se realizara teniendo en cuenta el trazado de las urbanizaciones que se aproximó en el capítulo 5. Una vez calculados los metros líneas de tuberías a utilizar, el tipo de excavación promedio que se realizara, la cantidad de pozos de registros que se construirán y de igual forma investigando los precios en el mercado de cada material y mano de obra se puede realizar una estimación aproximada de cuanto seria el valor total de las nuevas zonas inversiones para las zonas en expansión.

<b>PRESUPUESTO POR ACTIVIDADES</b>					
<b>ALCANTARILLADO ZONA DE EXPANSION A COLECTOR PRINCIPAL Y REDES SECUNDARIAS SANTA ROSA DE COPAN, COPAN</b>					
<b>Código</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Medición</b>	<b>Total</b>
A001	Suministro e Instalación de Tuberías	m	500	10,892	5,446,000
A002	Excavación	m <sup>3</sup>	650	12,000	7,800,000
A003	Pozos (Altura Promedio 3 m)	u	25,000	174	4,350,000
A004	Relleno Comp. Con Material Del Sitio	m <sup>3</sup>	320	4,800	1,536,000
<b>Total Costo Directo Lempiras.</b>					<b>19,132,000</b>
<b>Total Costo Directo Dólares.</b>					<b>956,600</b>
<b>Total Costo Directo Euros.</b>					<b>683,286</b>

Tabla 92. Estimación aproximada capítulo 2.

<b>PRESUPUESTO POR ACTIVIDADES</b>					
<b>ALCANTARILLADO ZONA DE EXPANSION B COLECTOR PRINCIPAL Y REDES SECUNDARIAS SANTA ROSA DE COPAN, COPAN</b>					
<b>Código</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Medición</b>	<b>Total</b>
B001	Suministro e Instalación de Tuberías	m	500	3,081	1,540,500
B002	Excavación	m <sup>3</sup>	650	3,100	2,015,000
B003	Pozos (Altura Promedio 3 m)	u	25,000	36	900,000
B004	Relleno Comp. Con Material Del Sitio	m <sup>3</sup>	320	1,240	396,800
<b>Total Costo Directo Lempiras.</b>					<b>4,852,300</b>
<b>Total Costo Directo Dólares.</b>					<b>242,615</b>
<b>Total Costo Directo Euros.</b>					<b>173,296</b>

Tabla 93. Estimación aproximada capítulo 2.

## 7.4 Valoración económica de los Tanques de Tormenta.

La valoración económica para los tanques de tormenta se realizó estimando el valor por metro cúbico tomando en cuenta que en Honduras un tanque de almacenamiento tiene un valor de construcción de 20 lempiras por galón aproximadamente (90 céntimos). De esta manera se pudo aproximar al valor por metro cúbico que se ocupará para los tanques de tormenta. Se pudo obtener igualmente que para una obra el metro cuadrado de construcción oscila entre 7000 a 7500 lempiras esto es aproximadamente 250 a 270 euros. Sabiendo la capacidad de retención que tendrá cada tanque en unidades de metros cúbicos y también su área en planta en metros cuadrados se realizaron los cálculos respectivos para determinar el coste aproximado para cada uno de ellos.

Estimación Tanques de Tormenta				
Valor :	1 Galón (Lps)=	20		
	1 m3 en Gal =	264.2		
Deposito	Volumen m3	Costo Lps	Costo Dol.	Costo Euros.
Vol. Deposito _A5 =	1313	6,937,892	346895	247,782
Vol. Deposito _A2 =	6928	36,608,795	1830440	1,307,457
Vol. Deposito _A4 =	6995	36,962,252	1848113	1,320,080
Vol. Deposito _A3 =	7215	38,124,060	1906203	1,361,574
Vol. Deposito _A6 =	8993	47,519,012	2375951	1,697,108
Vol. Deposito _A1 =	12550	66,314,200	3315710	2,368,364
Vol. Deposito _A8 =	13438	71,006,392	3550320	2,535,943
Vol. Deposito _B1 =	31726	167,640,184	8382009	5,987,149

Tabla 94. Estimación aproximada capítulo 3.

## 7.5 Conclusión.

Tras las estimaciones efectuadas, el importe total de las actuaciones previstas en el plan se sintetiza en la siguiente tabla.

<b>Capítulo 1</b>	145,226,335
<b>Capítulo 2</b>	23,984,300
<b>Capítulo 3</b>	251,606,737
<b>Total Lempiras</b>	<b>420,817,372</b>
<b>Total Dólares</b>	<b>21,040,869</b>
<b>Total Euros</b>	<b>15,029,192</b>

Tabla 95. Importe total de las actuaciones.

\*Los cálculos de las valoraciones económicas realizadas en el presente capítulo se adjunta en el CD.

## **7.6 Bibliografía.**

(Pérez, 1993). Dimensionado óptimo de redes de distribución de agua ramificadas considerando los elementos de regulación.

(FHIS, 2005). Fondo Hondureño de Inversión Social , Especificaciones actividades Junio 2005.