



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

REGULACIÓN CONTROLADA DE CAUDALES PROVOCADOS POR PRECIPITACIONES INTENSAS EN ÁREAS URBANAS

Carlos Arnoldo Velásquez Borrayo

Asesorado por el Ing. Mario Alberto Rojas Valle

Guatemala, agosto de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**REGULACIÓN CONTROLADA DE CAUDALES PROVOCADOS POR
PRECIPITACIONES INTENSAS EN ÁREAS URBANAS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS ARNOLDO VELÁSQUEZ BORRAYO

ASESORADO POR EL ING. MARIO ALBERTO ROJAS VALLE

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADOR	Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

REGULACIÓN CONTROLADA DE CAUDALES PROVOCADOS POR PRECIPITACIONES INTENSAS EN ÁREAS URBANAS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha abril de 2009.


Carlos Arnaldo Velásquez Borrayo

Guatemala 10 de Noviembre de 2011.

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Jefe del Departamento de Hidráulica
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Señor:
Jefe de Departamento

Atentamente me dirijo a usted para someter a su consideración el trabajo de graduación del estudiante **Carlos Arnoldo Velásquez Borrayo**, previo a obtener el título de Ingeniero Civil.

El trabajo en mención se titula "**Regulación controlada de caudales provocados por precipitaciones intensas en áreas urbanas**". He asesorado el trabajo y considero que llena satisfactoriamente los requisitos para su aprobación.

Atentamente,


Ing. Mario Alberto Rojas Valle

Colegiado No. 721

Asesor





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
5 de marzo de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

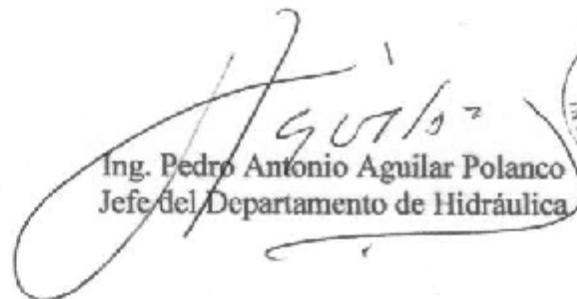
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **REGULACIÓN CONTROLADA DE CAUDALES PROVOCADOS POR PRECIPITACIONES INTENSAS EN ÁREAS URBANAS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Arnoldo Velásquez Borrayo, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Alberto Rojas Valle.

Considero este trabajo está bien desarrollado y representa un aporte para el área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Jefe del Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Alberto Rojas Valle y del Jefe del Departamento de Hidráulica, Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco al trabajo de graduación del estudiante Carlos Arnoldo Velásquez Borrayo, titulado **REGULACIÓN CONTROLADA DE CAUDALES PROVOCADOS POR PRECIPITACIONES INTENSAS EN ÁREAS URBANAS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto de 2012.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **REGULACIÓN CONTROLADA DE CAUDALES PROVOCADOS POR PRECIPITACIONES INTENSAS EN ÁREAS URBANAS**, presentado por el estudiante universitario **Carlos Arnoldo Velásquez Borrayo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 7 de agosto de 2012

/gdech



AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Porque ya tenía establecido el camino que recorrería, las metas y logros que alcanzaría bajo su sabiduría y gracia infinita.
Mis padres	Porque me supieron guiar y enseñar el camino correcto a seguir.
Mis hermanos	Por su apoyo constante y tenaz.
Mi esposa	Por su motivación y apoyo constante para alcanzar mis metas.
Mis hijos	Por su cariño y apoyo.
Ingeniero Mario Rojas	Por su asesoría, dedicación y sabios consejos para la realización de este trabajo.
Ingeniero Rodolfo Gonzáles	Por su ayuda incondicional para la realización de este trabajo.
La Facultad de Ingeniería	Por su formación académica.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. CONCEPTOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA	1
1.1. Precipitación	1
1.1.1. Clasificación de las precipitaciones.....	1
1.1.1.1. Precipitación por convección.....	1
1.1.1.2. Precipitación orográfica.....	2
1.1.1.3. Precipitación ciclónica o de frente (caliente o frío)	2
1.1.2. Medida de las precipitaciones.....	2
1.1.3. Importancia técnica y práctica del análisis de las precipitaciones	3
1.2. Método racional	3
1.3. Escorrentía	4
1.3.1. Ciclo de la escorrentía	4
1.3.2. Escorrentía en función de la lluvia	5
1.3.3. Factores que influyen en la escorrentía	5

1.3.3.1.	Factores climáticos	6
1.3.3.2.	Factores relacionados con la cuenca tributaria.....	6
1.4.	Coeficiente de escorrentía (C).....	6
1.5.	Tiempo de concentración (Tc).....	9
1.6.	Intensidad de lluvia (I)	10
1.6.1.	Frecuencia de lluvia.....	12
1.6.2.	Valor de la intensidad máxima.....	12
1.6.3.	Curvas de intensidad-frecuencia-duración	12
1.7.	Método del hidrograma unitario.....	13
1.7.1.	Hidrograma unitario sintético	14
1.7.2.	Hidrograma unitario sintético triangular	14
1.8.	Orificio en un depósito.....	16
1.8.1.	Coeficiente de descarga	17
1.8.2.	Cálculo del caudal de salida.....	17
1.8.3.	Flujo con nivel variable	18
2.	ANÁLISIS DE LA SOBRECARGA DE CAUDAL EN LA RED DE ALCANTARILLADO EXISTENTE	19
2.1.	Factores que contribuyen a la saturación de la red de alcantarillado	19
2.1.1.	Determinación del área a analizar por cambio de uso de suelo	19
2.1.2.	Plan de ordenamiento territorial del municipio de Guatemala	23
2.2.	Análisis del área original de diseño	23
2.3.	Parámetros usados en el diseño original de la red de alcantarillado	24
2.3.1.	Intensidades mayores que las del diseño original ...	25

2.4.	Análisis de la red existente de alcantarillado	25
2.5.	Determinación del caudal original y actual	26
2.5.1.	Análisis del caudal de diseño según uso original del suelo.....	26
2.5.2.	Determinación del caudal actual y sobre carga a la red existente de alcantarillado.....	27
3.	ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE RETENCIÓN	31
3.1.	Procedimiento para dimensionar	31
3.2.	Cálculos para determinar los caudales generados.....	32
3.2.1.	Determinar el área tributaria	32
3.2.2.	Determinar el tiempo de concentración.....	35
3.2.3.	Determinar el período de retorno	35
3.2.4.	Determinar la intensidad de lluvia	35
3.2.5.	Determinar el coeficiente de escorrentía.....	36
3.2.6.	Cálculo del caudal que se genera.....	36
3.2.7.	Determinar el volumen que genera el caudal.....	38
3.3.	Caudal a retener	43
3.4.	Determinar el tiempo de vaciado del tanque de regulación	43
3.5.	Dimensionamiento del tanque cisterna de retención	44
3.5.1.	Finalidad de los depósitos.....	44
3.5.2.	Clasificación de los depósitos	44
3.5.3.	Función	45
3.5.4.	Por su forma	45
3.6.	Dimensiones finales.....	45
4.	ALTERNATIVAS DE DESFOGUE HACIA LA RED DE ALCANTARILLADO.....	47

4.1.	Desfogue por medio de un sifón.....	47
4.1.1.	Ecuación de Bernoulli.....	47
4.1.2.	Ecuación de Darcy-Weisback.....	48
4.1.3.	Expresión general de las pérdidas locales	48
4.1.4.	Diagrama de Moody	50
4.1.5.	Sifón	51
4.1.6.	Cálculos de las velocidades del sifón	52
4.2.	Desfogue por bombeo.....	53
4.2.1.	Elementos de la estación de bombeo.....	53
4.2.2.	Tubería de succión	54
4.2.3.	Válvula de pie de coladera	54
4.2.4.	Tubería de impulsión	55
4.2.4.1.	Altura estática de succión (hs).....	55
4.2.4.2.	Altura estática de impulsión (hi).....	55
4.2.4.3.	Altura estática de fricción (hfs, hfi).....	56
4.2.4.4.	Altura de velocidad ($V^2 / 2g$)	56
4.2.4.5.	Altura estática de pérdidas menores (hms, hmi).....	56
4.2.4.6.	Altura dinámica total (ht)	56
4.2.5.	Velocidad máxima en las tuberías.....	57
4.2.6.	Determinar la potencia de la bomba	58
4.3.	Procedimiento de cálculo	58
4.3.1.	Diámetro de la tubería de impulsión	58
4.3.2.	Pérdidas de carga en la tubería de impulsión.....	59
4.3.2.1.	Altura de velocidad	59
4.3.2.2.	Altura por accesorios	60
4.3.2.3.	Altura por fricción	60
4.3.2.4.	Altura por tubería de impulsión.....	60
4.4.	Potencia de la bomba.....	61

4.5.	Análisis del volumen a desfogar	61
4.5.1.	Por medio del diagrama de doble masa o Rippl	61
4.5.2.	Por medio del algoritmo del pico secuente	63
5.	DETALLES DEL SISTEMA DE REGULACIÓN DE CAUDAL	65
6.	DESFOGUE PARA LA REALIMENTACIÓN DEL ACUÍFERO	71
6.1.	Finalidad de la realimentación de acuíferos	71
6.2.	Recarga artificial	72
6.3.	Método de recarga artificial de pozos	73
6.4.	Pozos de absorción	73
6.5.	Recarga por medio de pozos de absorción	74
	CONCLUSIONES.....	77
	RECOMENDACIONES	79
	BIBLIOGRAFÍA	81
	ANEXOS	85

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Curvas de intensidad-frecuencia-duración estación, INSIVUMEH.....	13
2.	Hidrograma sintético triangular	15
3.	Orificio en un depósito	16
4.	Área original en análisis.....	20
5.	Área original en análisis.....	21
6.	Área original en análisis.....	22
7.	Hidrograma sintético triangular de caudal de diseño original y actual.	28
8.	Hidrograma sintético del caudal de diseño original.....	29
9.	Investigación de la red de drenaje del área en análisis manzana S	33
10.	Área en análisis correspondiente al lote 4 y lote 5.....	34
11.	Hidrograma sintético triangular del área en análisis	38
12.	Gráfica de $I_p \times \Delta t$ de la tabla VII	40
13.	Diagrama de Moody.....	50
14.	Sifón.....	51
15.	Diagrama de doble masa del volumen de entrada y salida	62
16.	Detalle tanque de regulación con desfogue por gravedad.....	66
17.	Detalle tanque de regulación con desfogue por sifón	67
18.	Detalle tanque de regulación con desfogue por bomba de impulsión..	68
19.	Detalle de rejilla	69
20.	Recarga de acuíferos por medio del tanque de regulación	75

TABLAS

I.	Coeficientes de escorrentía para diversas superficies	8
II.	Áreas totales por manzana de la zona en estudio	24
III.	Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de retorno	25
IV.	Capacidad de la tubería existente.....	26
V.	Caudales para diferentes tiempos de retorno	27
VI.	Resultados de cálculos del área en estudio.....	37
VII.	Volúmenes de entrada.....	39
VIII.	Volúmenes de salida.....	40
IX.	Volúmenes de entrada y salida.....	41
X.	Volúmenes de almacenamiento.....	42
XI.	Caudales de salida del tanque de regulación	42
XII.	Valores aproximados de K (pérdidas locales).....	49
XIII.	Velocidades y pérdidas en el punto 3	52
XIV.	Velocidades y pérdidas en el punto 4	53
XV.	Límites de velocidades permisibles en tuberías.....	57
XVI.	Algoritmo pico secuente.....	63

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área
Q	Caudal
Qd	Caudal de diseño
Qp	Caudal pico
QsII	Caudal a sección llena
Ha	Hectárea
I	Intensidad de lluvia
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
m³/s	Metros cúbicos por segundo
mm/hora	Milímetros por hora
t	Tiempo
tb	Tiempo base
tc	Tiempo de concentración
tp	Tiempo pico
V	Velocidad
Vd	Velocidad de diseño
VsII	Velocidad a sección llena
Vol	Volumen
%	Porcentaje de la pendiente

GLOSARIO

Área tributaria	Área que produce un caudal de escurrimiento.
Avenida	Es la elevación de un curso del agua, y también se puede llamar crecida.
Caja de acometida	Conexión entre la red de drenaje del inmueble con la red de alcantarillado municipal.
Cauce	Conducto descubierto por donde corren las aguas.
Cavitación	Se presenta cuando un líquido fluye por una región donde la presión es menor que la presión de vapor.
Colmatación	Transformación de las áreas permeables de un pozo de absorción en áreas impermeables.
Cuenca	Territorio cuyas aguas corren hacia un punto.
Energía cinética	Energía en función de la velocidad.
Energía potencial	Energía en función de la altura.
Evapotranspiración	Agua devuelta hacia la atmósfera por medio de la evaporación del suelo y la transpiración de las plantas.

Isoyetas	Líneas que unen puntos de la superficie de la tierra donde la cantidad de precipitación durante un periodo dado tiene el mismo valor.
Iteración	Buscar un resultado por repetición de cálculos.
Iteración	Buscar un resultado por repetición de cálculos.
Manto freático	Capa del subsuelo que contiene agua.
Nivel hidrostático	Altura de equilibrio de un fluido.
Presión de vapor	Presión parcial provocada por la evaporación de un líquido.
Registro pluviográfico	Medida de las precipitaciones en una región.
Vaso	Almacenamiento de un volumen de agua que escurre en exceso en temporadas de lluvia para usarlo en época de sequía.

RESUMEN

Para el diseño de un tanque cisterna de regulación de lluvia es necesario tomar en cuenta diferentes factores, como el análisis de la capacidad hidráulica que tiene la red de alcantarillado existente del área donde se ubicará; y el análisis del punto de conexión con la red de alcantarillado existente como factores determinantes. El cambio de uso de suelo que sufren las áreas urbanas genera un incremento en la escorrentía teniendo un incremento en el caudal a ingerir hacia la red de alcantarillado. Otro factor importante a considerar son las condiciones del clima cambiante que se traduce en intensidades de lluvia elevadas.

El tanque cisterna de retención debe ser capaz de captar el caudal producido por un aguacero intenso del área donde se ubicará y tener la capacidad de transformar el caudal alto producido por este aguacero en un caudal de desfogue bajo, de manera que no exceda la capacidad del colector existente, siendo éste uno de los parámetros a considerar en el diseño del mismo.

En el presente trabajo se plantean diferentes tipos de desfogue regulado hacia la red de alcantarillado como son por gravedad, por medio de un sifón, por medio de una bomba de impulsión; éstos sistemas de regulación de caudal tienen la capacidad de transformar un caudal alto de entrada en un caudal bajo de salida. Estas opciones de desfogue regulado se pueden considerar como una alternativa para la realimentación de acuíferos como una forma de compensación a la disminución de las áreas permeables en las zonas urbanas.

OBJETIVOS

General

Establecer criterios de diseño para la implementación de un sistema eficiente de regulación del caudal pluvial generado por lluvias intensas, cuyo volumen sobrepase la capacidad de diseño original del alcantarillado del área existente, por medio de su almacenamiento y posterior ingerida a la red de drenaje existente en forma regulada. Proponiendo para ello un sistema de regulación de caudal, el que consiste en tanques de almacenamiento cuyo objetivo es captar y almacenar este caudal para su posterior desfogue en forma regulada, teniendo como resultado que la red de alcantarillado tenga la capacidad hidráulica requerida para conducirlo.

Específicos

1. Proponer criterios para el diseño del sistema de regulación de caudal.
2. Determinar las causas por las que los sistemas de drenaje de tormenta y combinado en áreas urbanas se ven sobrecargados en su capacidad hidráulica, así como las consecuencias que de esto se derivan.
3. Determinar los caudales pluviales actuales debido a la variación de la intensidad de lluvia, cambio de uso de suelo y cambio en la escorrentía generada con relación a los parámetros usados en el diseño original de la red de alcantarillado.

4. Proporcionar criterios para la determinación del volumen generado, almacenamiento y tipos de desfogue hacia la red de alcantarillado existente.

INTRODUCCIÓN

Las áreas urbanas sufren cambios en el uso del suelo, lo que reduce sus áreas permeables, asociado a esto al cambio climático que produce lluvias con intensidades altas, las cuales generan caudales que modifican las condiciones originales de diseño en la red de alcantarillado existente en tales áreas.

Uno de los problemas en las redes de alcantarillado es la generación de caudales que sobrepasan la capacidad de diseño de las mismas, con el consiguiente problema de que hacer con estos caudales, esto conlleva a la búsqueda de soluciones. Una de las soluciones planteadas es la retención de este caudal en un tanque de regulación para su posterior desfogue controlado hacia la red.

El trabajo plantea los criterios de diseño hidráulico que se pueden aplicar en este tanque de regulación, analizando los diferentes desfogues que se pueden implementar y con esto conservar las condiciones de diseño original de la red de alcantarillado existente.

El presente trabajo se divide en seis capítulos: el capítulo uno describe el marco teórico conceptual de hidrología e hidráulica que proporciona un referente para el análisis del tanque de regulación, en el capítulo dos se presenta el análisis de la sobrecarga de caudal producida por el cambio en el uso del suelo e intensidades de lluvia altas, en el capítulo tres se propone el diseño del tanque de retención basado en los dos capítulos anteriores, en el capítulo cuatro se plantean los diferentes tipos de desfogue hacia la red de alcantarillado.

En el capítulo cinco se proponen los diferentes detalles a implementar en el tanque de retención, y en el capítulo seis se presenta una propuesta de desfogue del caudal, para la realimentación de acuíferos.

Por último se presentan las conclusiones y recomendaciones.

1. CONCEPTOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

1.1. Precipitación

Es el agua atmosférica que cae en la superficie terrestre, incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales esta cae a la superficie terrestre, tales como granizo y las nevadas. La formación de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera que al enfriarse hace que la humedad se condense y se precipite.

1.1.1. Clasificación de las precipitaciones

Éstas se clasifican según el cambio que sufre la temperatura de la atmósfera, en la elevación del aire y los factores que provocan dicha elevación, siendo el vapor de agua un factor necesario para la formación de precipitación ya que la humedad en la atmósfera esta presente aún en días secos.

1.1.1.1. Precipitación por convección

Son causadas por la elevación natural del aire más ligero y cálido, rodeado de zonas de aire más denso y frío, siendo estas capas de aire diferentes en temperatura. La precipitación es esporádica y su intensidad puede oscilar desde ligeros aguaceros hasta aguaceros fuertes.

1.1.1.2. Precipitación orográfica

Son causadas cuando las corrientes horizontales de aire húmedo chocan con cadenas de colinas o montañas desviando la corriente hacia arriba. En terrenos escabrosos la influencia orográfica es marcada con características de la precipitación media anual.

1.1.1.3. Precipitación ciclónica o de frente (caliente o frío)

La precipitación ciclónica está asociada con un calentamiento no uniforme de la superficie terrestre y la formación de diferencia de presión que mueve el aire desde puntos de presión alta hacia otros en los que es menor.

1.1.2. Medida de las precipitaciones

Todas las formas de precipitación se miden como la altura que alcanzaría el agua, si permaneciera en el lugar donde cayó. Se han desarrollado gran variedad de instrumentos y técnicas para recoger información de las diversas fases de la precipitación. Los más importantes son los instrumentos para medir la cantidad e intensidad de precipitación. Otros instrumentos incluyen aparatos para medir la distribución de tamaños de gotas y para determinar la hora y comienzo y terminación de la precipitación.

Estas mediciones se pueden definir sobre mapas adecuados los cuales varían para cada país y región esta representación se hace por medio de líneas isoyetas que comprenden la misma precipitación pluvial sobre la línea, estos mapas se denominan mapas de isoyetas.

1.1.3. Importancia técnica y práctica del análisis de las precipitaciones

Esta radica en que proporciona valores de las intensidades de lluvia contenidas en los registros pluviográficos que sirven para dimensionar obras hidráulicas tales como colectores, sistemas de drenajes pluviales en áreas urbanas y rurales, en el presente caso para dimensionar los tanques cisternas de retención de caudal pluvial. Para diseñar razonablemente las obras antes mencionados es necesario analizar y determinar las intensidades máximas de lluvia y su probabilidad de ocurrencia en los periodos de dos, cinco, diez, veinte y cien años, según la información meteorológica proporcionada, por la Estación 06.01.00 del Instituto Nacional de Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), para el área metropolitana

1.2. Método racional

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento, su origen se remonta a 1851 o 1889. Este modelo toma en cuenta el área de la cuenca, la intensidad de la precipitación y el tipo de superficie terrestre, es hoy en día muy utilizado, particularmente en el diseño de drenajes urbanos, se puede escribir la llamada fórmula racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360} \quad 1-1$$

Donde: Q = caudal, en m³/ s

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad media de la lluvia en mm/ hora

A = área a drenar en hectáreas

El método racional asume lo siguiente:

- El caudal máximo calculado en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración
- El tiempo de concentración utilizado es el que requiere la escorrentía para establecer y fluir desde la parte más lejana del área de drenaje hasta el punto de salida (o entrada al alcantarillado a diseñar)
- Durante la tormenta, la intensidad de lluvia se mantiene constante
- Se asume, generalmente, que el coeficiente de escurrimiento superficial es constante de toda la cuenca y durante toda la duración del aguacero

1.3. Escorrentía

Es la mayor parte de la lluvia caída en la primera parte de una tormenta, la cual queda retenida sobre la cubierta vegetal como intercepción y en los charcos superficiales como almacenamiento de depresión. Al continuar la lluvia, la superficie del suelo se cubre con una película de agua, llamada retención superficial y la corriente comienza a escurrir cuesta abajo hacia un cauce superficial. La ruta hacia el cauce se llama escurrimiento superficial, al entrar en un cauce, se convierte en escorrentía superficial.

1.3.1. Ciclo de la escorrentía

Es el término descriptivo aplicado a la parte del ciclo hidrológico entre la precipitación incidente sobre el área del terreno y la subsiguiente descarga de dicha agua por cauces o evapotranspiración.

El agua que se infiltra en la superficie del suelo y no es retenida como humedad del suelo, o bien, discurre hacia el cauce como corriente subsuperficial o penetra hasta el nivel hidrostático y eventualmente llega a la corriente como agua subterránea. La intensidad de escorrentía superficial empieza en cero, aumenta lentamente al principio y después con más rapidez, aproximándose eventualmente a un porcentaje relativamente constante de la lluvia.

1.3.2. Escorrentía en función de la lluvia

El coeficiente aplicable varía desde casi cero en tormentas pequeñas hasta un valor relativamente elevado en aguaceros fuertes y depende de las condiciones elevadas de humedad. Aunque los hidrólogos con experiencia pueden lograr seleccionar el coeficiente adecuado para cada tormenta, el método es extremadamente subjetivo, y su empleo no puede recomendarse en la estimación de la escorrentía de tormentas específicas. El método del coeficiente es empleado ampliamente en el diseño de estructuras de drenaje de tormenta y controles pequeños de agua.

1.3.3. Factores que influyen en la escorrentía

Se pueden mencionar los siguientes, de acuerdo al clima tomando en consideración que cada región cuenta con un clima en particular, pudiendo variar este de región en región y en lo que respecta a la cuenca tributaria el tipo de superficie que se encuentre en la cuenca, el relieve de la misma.

1.3.3.1. Factores climáticos

Comportamiento de la precipitación: intensidad, duración, magnitud, distribución temporal y espacial, comportamiento, velocidad y dirección del viento.

1.3.3.2. Factores relacionados con la cuenca tributaria

- Morfología: área, forma, rugosidad y relieve de la cuenca tributaria.
- Características de la red de drenaje: longitud, área tributaria, pendiente y rugosidades.
- Uso del suelo: porcentaje de las áreas boscosas y área impermeable.

1.4. Coeficiente de escorrentía (C)

No toda el agua de lluvia llega al sistema del alcantarillado; un porcentaje se pierde por factores tales como evaporación, intercepción vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas, depresiones y por infiltración. La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo. Por una parte las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación que puede ser modificada de manera importante por la intervención del hombre, en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales.

La siguiente fórmula proporciona el coeficiente de escorrentía:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \times A_i}{A_{\text{total}}} \quad 1-2$$

También se puede expresar como

$$C = \frac{C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2 + \dots + C_n \times A_n}{A_{\text{total}}} \quad 1-3$$

Donde: C = es el coeficiente del área específica en análisis
A total = es el área total en análisis en hectáreas

Para la aplicación de esta fórmula se debe tomar en consideración las áreas de las calles, áreas construidas, áreas con jardín, en forma individual ya que estas presentan diferentes superficies variando el coeficiente de escorrentía en cada una de estas que toman diferentes valores, los cuales son presentados en la tabla I. Entonces se procederá a multiplicar cada coeficiente por cada área para luego sumar los productos obtenidos.

Tabla I. **Coefficientes de esorrentía para diversas superficies**

Tipo del área drenada	Coeficiente de escurrimento	
	Mínimo	Máximo
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0,70	0,95
Vecindarios	0,50	0,70
ZONAS RESIDENCIALES:		
Unifamiliares	0,30	0,50
Multifamiliares, espaciados	0,40	0,60
Multifamiliares, compactos	0,60	0,75
Semiurbanas	0,25	0,40
Casas habitación	0,50	0,70
ZONAS INDUSTRIALES:		
Espaciado	0,50	0,80
Compacto	0,60	0,90
CEMENTERIOS, PARQUES	0,10	0,25
CAMPOS DE JUEGO	0,20	0,35
PATIOS DE FERROCARRIL	0,20	0,40
ZONAS SUBURBANAS	0,10	0,30
CALLES:		
Asfaltadas	0,70	0,95
De concreto hidráulico	0,70	0,95
Adoquinadas	0,70	0,85
ESTACIONAMIENTOS	0,75	0,85
TECHADOS	0,75	0,95
PRADERAS:		
Suelos arenoso planos (pendiente 0,02 o menos)	0,05	0,10
Suelos arenoso con pendiente medias (0,02-0,07)	0,10	0,15
Suelos arenoso escarpados (0,07 o más)	0,15	0,20
Suelos arcillosos planos (0,02 o menos)	0,13	0,17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0,02-0,07)	0,18	0,22
Suelos arcillosos escarpados (0,7 o más)	0,25	0,35

Fuente: APARICIO MIJARES, Francisco J. Fundamentos de Hidrología de Superficie, p. 210.

1.5. Tiempo de concentración (Tc)

Se considera una determinada sección en una cuenca tributaria, siempre transcurre cierto tiempo, a contar desde la iniciación de la lluvia hasta que toda la cuenca pase a tributar a la sección considerada, este intervalo inicial se denomina tiempo de concentración. El método racional considera para cada sección la duración de la lluvia crítica sea igual al tiempo de concentración, el cual se compone de dos partes:

- El tiempo de flujo superficial (tiempo de entrada): tiempo empleado por las aguas precipitadas en los puntos más alejados para alcanzar la primera alcantarilla.
- El tiempo de trayecto: tiempo de flujo dentro de las alcantarillas, desde la primera alcantarilla hasta la sección que se considera.

El tiempo de concentración para la ciudad de Guatemala se puede asumir de acuerdo a las Normas Generales para Diseño de Redes de Alcantarillado, Anuario del Colegio de Ingenieros 1,987 inciso 2.7.4.1 la cual dice literalmente: “en tramos iniciales, el tiempo de concentración será igual al tiempo de entrada y se estimara en 12 minutos” y el inciso 2.7.4.2: “en tramos consecutivos, el tiempo de concentración se estimara por la fórmula siguiente”:

$$t_n = t_{n-1} + \frac{L}{60V_{n-1}} \quad 1-4$$

Donde: t_n = tiempo de concentración hasta el tramo considerado (minutos)
 t_{n-1} = tiempo de concentración hasta el tramo anterior (minutos)
 L = longitud del tramo anterior (metros)
 V_{n-1} = velocidad a sección llena en tramo anterior (m/seg)

Sin embargo, se estima que en términos generales el tiempo de concentración mínimo para cuencas urbanas no debe ser inferior a 15 minutos y en ningún caso menor de 10 minutos.

1.6. Intensidad de lluvia (I)

Este valor es obtenido a través de un estudio hidrológico de la zona, del cual se obtienen las curvas de intensidad, frecuencia y duración. Es importante recordar que, de acuerdo con estas curvas, la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia de la lluvia. Para obtener un valor de intensidad de la lluvia en la aplicación del método racional, es necesario definir la frecuencia de la lluvia y su duración. El modelo matemático para representar dichas curvas está definido por medio de la ecuación usada por el Instituto Nacional de Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) que es usada para determinar las intensidades de lluvia para el área metropolitana:

$$I = \frac{a}{(b + t)^n} \quad 1-5$$

Donde: I = cantidad de lluvia en mm/hora
 t = tiempo en minutos
 a, b = constantes cuyo valor dependen de las condiciones locales
 n = parámetro de ajuste

Por lo que el Instituto Nacional de Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) tiene calculadas las ecuaciones para los diferentes periodos de retorno en años para el área metropolitana, utilizando los siguientes datos de la estación identificada como la estación INSIVUMEH (06.01.00).

- Para período de retorno de 2 años:

$$I = \frac{1970}{(t + 15)^{0,958}} \quad 1-6$$

- Para período de retorno de 5 años:

$$I = \frac{7997}{(t + 30)^{1,61}} \quad 1-7$$

- Para período de retorno de 10 años:

$$I = \frac{1345}{(t + 9)^{0,791}} \quad 1-8$$

- Para período de retorno de 25 años:

$$I = \frac{820}{(t + 2)^{0,656}} \quad 1-9$$

- Para período de retorno de 100 años:

$$I = \frac{890}{(t + 2)^{0,649}} \quad 1-10$$

1.6.1. Frecuencia de la lluvia

La frecuencia establecida para Guatemala varía entre 2 años, como mínimo, hasta valores del orden de 100 años. La escogencia de un valor dependerá de varios criterios tales como la importancia relativa de la zona y el área que se está drenando.

1.6.2. Valor de la intensidad máxima

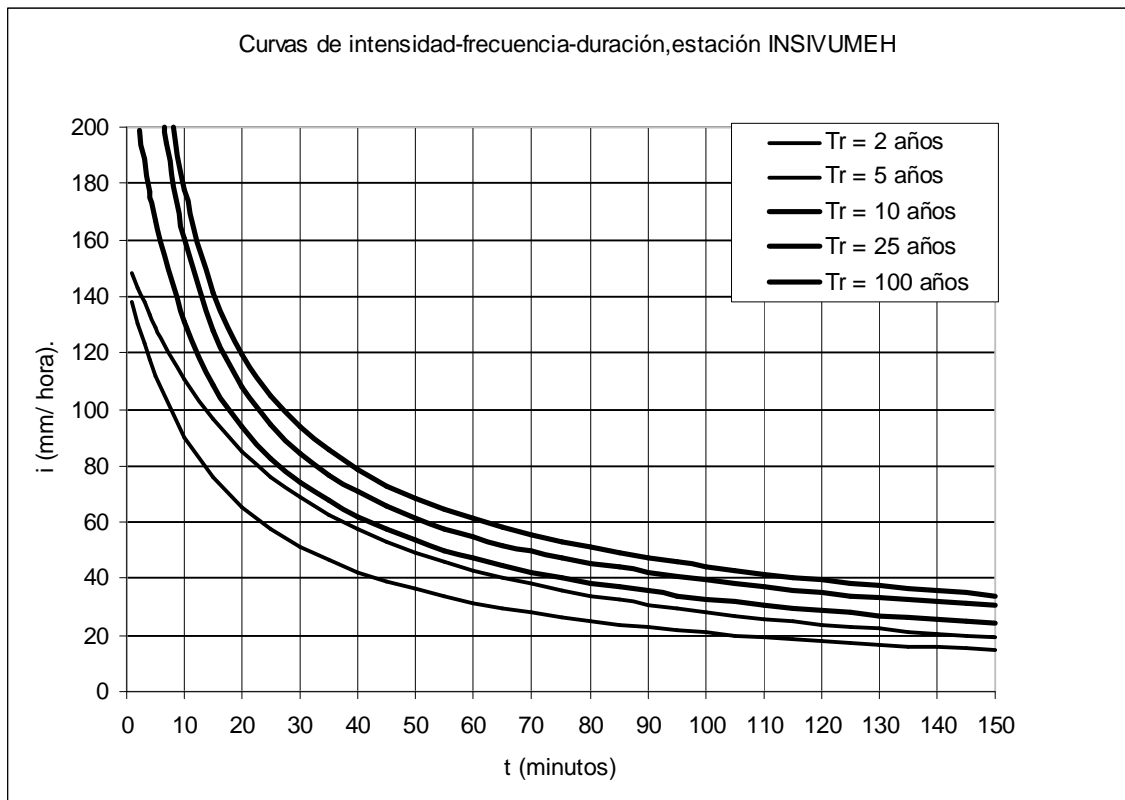
Una máxima intensidad de lluvias ocasiona un caudal máximo en un punto de la red de drenaje y, ocurre cuando la duración de la precipitación es por lo menos igual al tiempo que necesita el agua para escurrir desde el punto más alejado aguas arriba de la cuenca hasta el punto considerado (o también llamado tiempo de concentración).

1.6.3. Curvas de intensidad-frecuencia-duración

Representa gráficamente la frecuencia con la cual un evento se puede presentar en un período dado, relaciona el tiempo de duración, la intensidad de la precipitación y el período de retorno en una sola gráfica. Su utilidad es realmente importante, pues proporciona datos utilizados en fórmulas y modelos de escorrentías, que ayudan en el análisis de crecidas, diseños de obras hidráulicas, drenajes, control de riesgos e inundaciones.

Las gráficas proporcionadas por el Instituto Nacional de Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) muestran la intensidad para diferentes tiempos de retorno para el área metropolitana ver figura 1.

Figura 1. **Curvas de intensidad-frecuencia-duración, estación INSIVUMEH**



Fuente: estación INSIVUMEH (06.01.00).

1.7. Método del hidrograma unitario

Es el escurrimiento directo causado por una lluvia efectiva, fue propuesto por primera vez por Sherman (1932), conocido originalmente como gráfica unitaria de una cuenca, se define como la escorrentía directa resultante de 1 pulgada (tomado como un centímetro en unidades del Sistema Internacional) para un exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje, a una tasa constante, a lo largo de una duración efectiva.

Es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. En el diseño de colectores y estructuras especiales se debe de hacer uso del hidrograma unitario para determinar su avenida máxima. Siendo éste una representación gráfica que caracteriza una corriente de agua y en la cual se representa el cambio del caudal en función del tiempo, representando a la escorrentía superficial que pasa por el punto en estudio, producido por un aguacero unitario.

1.7.1. Hidrograma unitario sintético

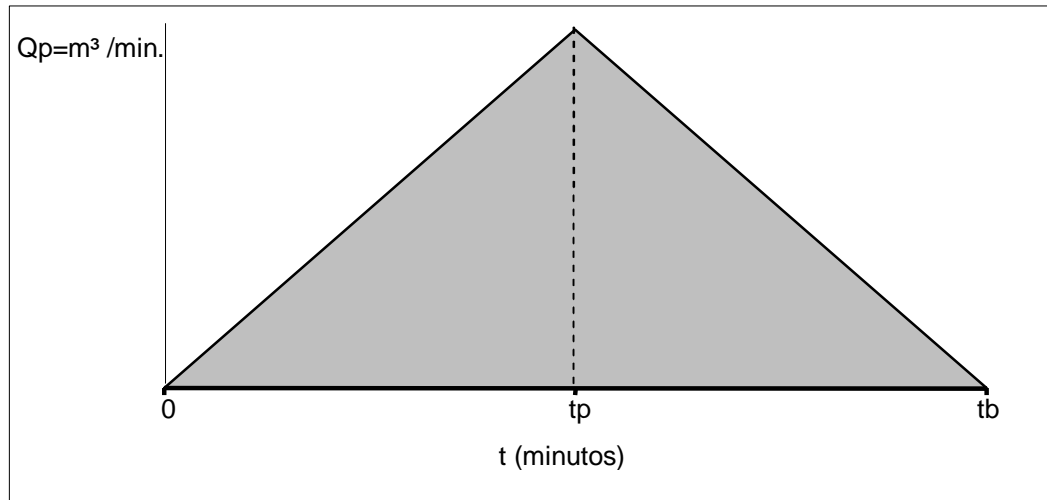
La mayor parte de las cuencas, no solo de Guatemala sino también en otras regiones del mundo, no cuentan con una red de estaciones hidrométricas o con los registros pluviográficos necesarios. Es conveniente contar con métodos alternos con los que se puedan obtener hidrogramas unitarios, usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios, así obtenidos se denominan sintéticos.

1.7.2. Hidrograma sintético triangular

El hidrograma sintético de forma triangular, de la geometría del hidrograma unitario, se puede asumir lo siguiente.

- El tiempo que tarda un aguacero en llegar a su máxima intensidad se llama tiempo pico (t_p)
- El tiempo de duración de este aguacero se denomina tiempo base (t_b)
- El caudal pico (Q_p) es el máximo caudal que puede alcanzar en un tiempo pico

Figura 2. **Hidrograma sintético triangular**



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Diseño de Acueductos y Alcantarillado p. 316.

Si se asume que el tiempo de concentración (t_c) es igual al tiempo pico (t_p) se tiene la siguiente fórmula;

$$t_b = 2 \times t_p \quad 1-11$$

Por lo que el área bajo la curva del hidrograma, representa el volumen total que se genera a partir de un aguacero de intensidad I .

$$dV = Q \times dt \quad 1-12$$

Donde: dV = (dv es diferencial de t) volumen en m^3

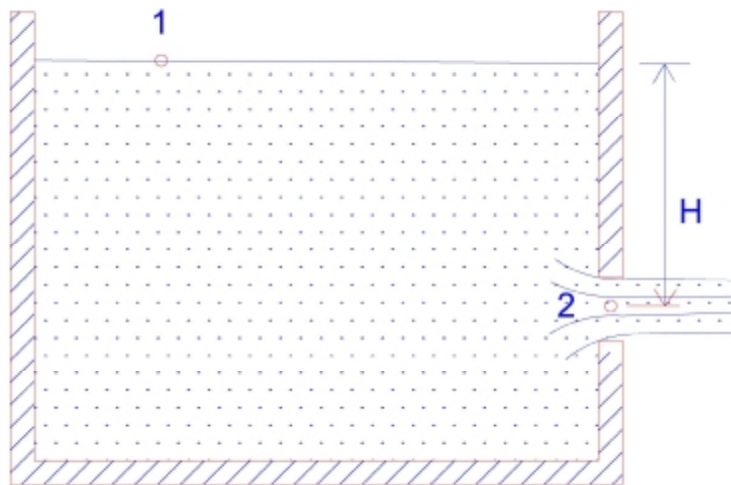
Q = caudal m^3/s

dt = tiempo en minutos

1.8. Orificio en un depósito

Para medir el gasto descargado por un depósito o que fluye a través de una tubería, se puede emplear un orificio. El orificio puede situarse en una de las paredes o en el fondo del tanque y generalmente es circular. El área del orificio es, por definición, el área de la abertura. La sección transversal donde esta contracción es mayor recibe el nombre de chorro contraído o sección contraída o vena contracta. Las líneas de corriente en el chorro resultan paralelas en esta sección y la presión igual a la atmosférica. La carga H sobre el orificio se mide desde el centro del orificio hasta la superficie libre, asumiendo que la carga sea constante, al aplicar Bernuolli entre los puntos 1 y 2 de la figura 3 se obtiene la siguiente expresión:

Figura 3. Orificio en un depósito



Fuente: STREETER, Victor, WYLIE, Benjamin. Mecánica de los fluidos, p. 477.

$$V = \sqrt{2gH} \quad 1-13$$

Donde: g = metros/ segundo²
 V = metros/segundo
 H = carga del orificio en metros

1.8.1. Coeficiente de descarga

Siendo C_v el coeficiente de velocidad que es el valor entre la velocidad real y la velocidad teórica, C_c el coeficiente de contracción que es el valor entre el área contracta y el área del orificio.

Designándose por coeficiente de descarga o de caudal al producto:

$$C_d = C_c \times C_v \quad 1-14$$

Donde: $C_d = 0,61$ valor práctico
 $C_v = 0,985$ valor medio práctico del coeficiente de velocidad
 $C_c = 0,62$ valor medio práctico del coeficiente de contracción

1.8.2. Cálculo del caudal de salida

En vista de las dificultades que se presentan para el tratamiento del problema con el máximo rigor teórico, se presenta ventajoso para el ingeniero el proceso rápido de cálculo, que es considerado a continuación. La determinación del caudal de tubos muy cortos, sujetos a descarga libre, puede ser hecha, aplicándose la expresión general de descarga en las boquillas:

$$Q = C_d \sqrt{2gH} \quad 1-15$$

Donde: H = carga inicial disponible en metros
g = gravedad en m/s²
Cd = coeficiente de descarga
Q= caudal en m³ /s

1.8.3. Flujo con nivel variable

Si no fuese mantenido el nivel constante, la altura h pasaría a disminuir con el tiempo, a consecuencia del propio flujo por el orificio. Con la reducción de la carga a través del orificio también irá decreciendo. El problema que se presenta en la práctica consiste en determinar el tiempo necesario para la evacuación de recipiente o un tanque.

Para la evacuación completa:

$$t = \frac{2 A}{C_d A_o \sqrt{2 g}} \times \sqrt{H} \quad 1-16$$

Donde: Ao = área del agujero en metros²
A = área del tanque en metros²
H = altura en metros
Cd = coeficiente de contracción
t = segundos

2. ANÁLISIS DE LA SOBRECARGA DE CAUDAL EN LA RED DE ALCANTARILLADO EXISTENTE

2.1. Factores que contribuyen a la saturación de la red de alcantarillado

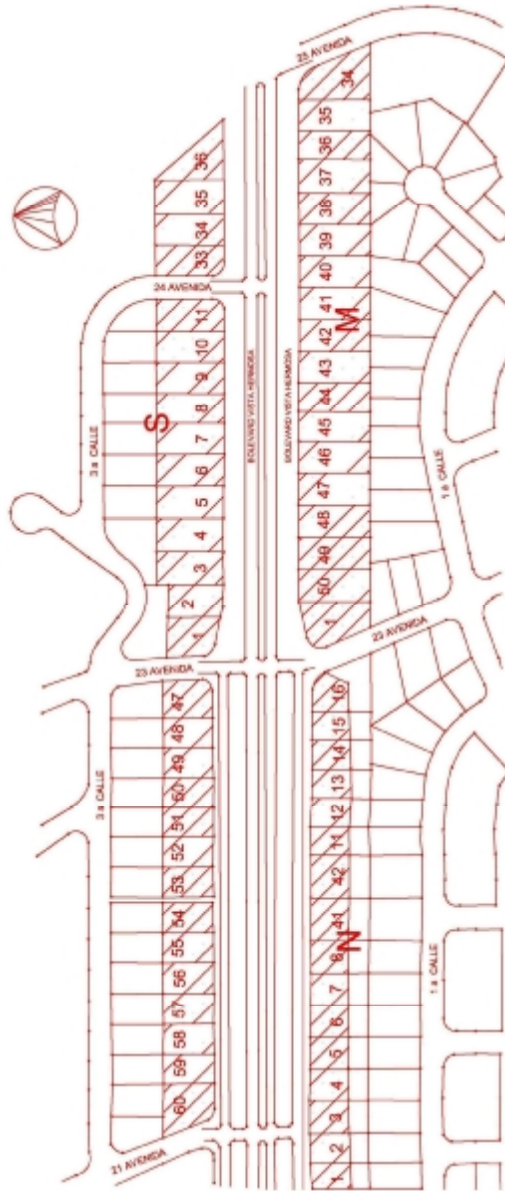
Generalmente los factores que causan una sobrecarga a la red de alcantarillado existente son los siguientes:

- Cambio de uso del suelo.
- Intensidades mayores que las del diseño original.

2.1.1. Determinación del área a analizar por cambio de uso de suelo

El crecimiento urbanístico transforma las áreas destinadas para viviendas unifamiliares en áreas comerciales donde se erigen edificaciones de varios niveles con el fin de satisfacer la demanda comercial y por ende se provoca un uso de suelo distinto al fin original del área. En el presente estudio se analizará el área delimitada por la 2ª calle (boulevard Vista Hermosa) entre 25, 24, 23 y 21 avenidas de la zona 15, (ver en forma ampliada en las figuras 4 y 5), donde se muestra el uso original del área en análisis, el plano original es mostrado en el anexo figura 21.

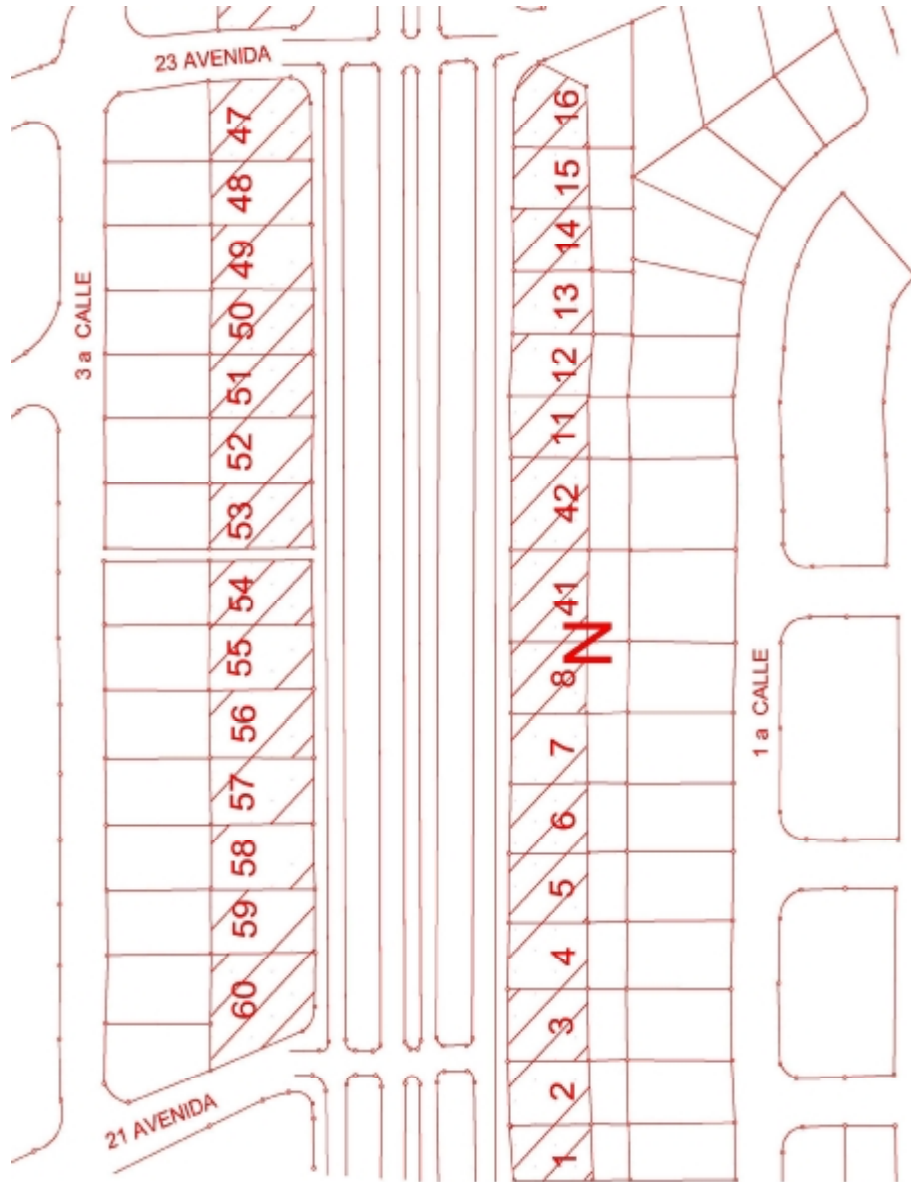
Figura 4. Área original en análisis



⊗ LOTES DEL ÁREA EN ESTUDIO

Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15.

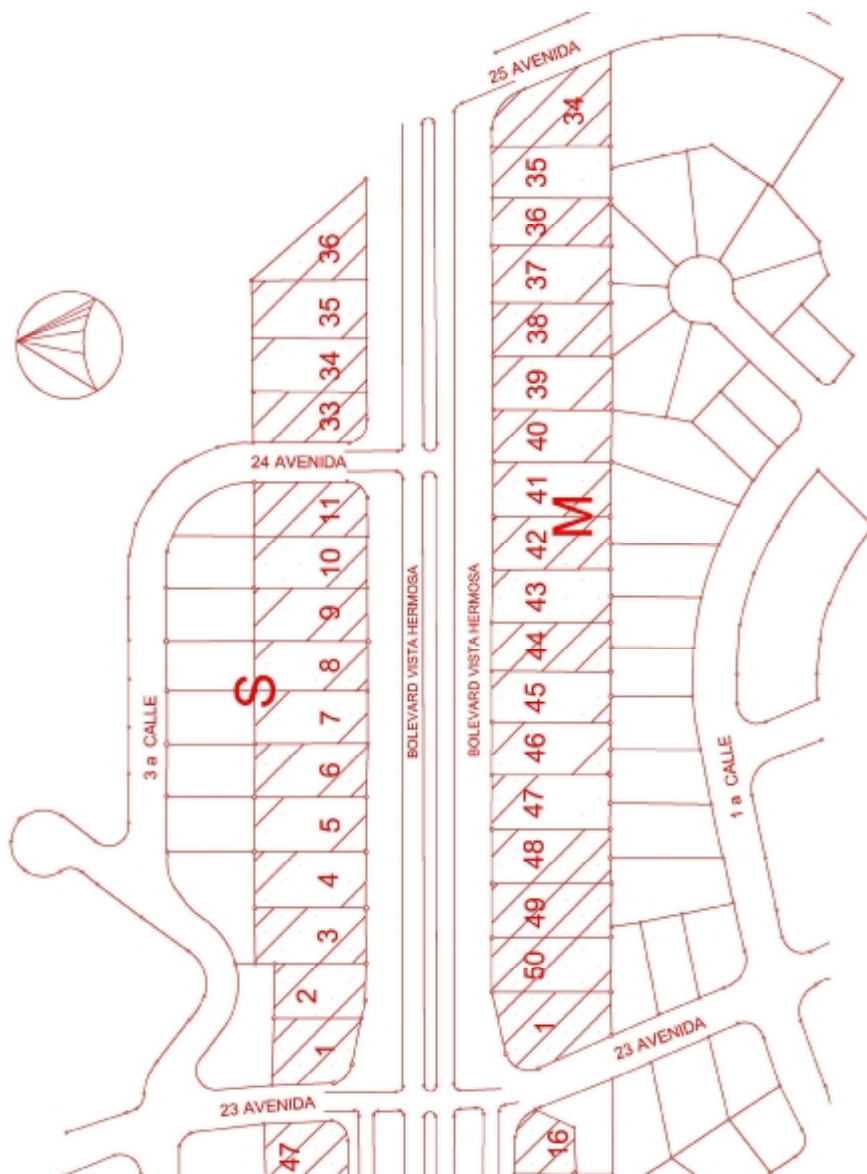
Figura 5. Área original en análisis



⊘ LOTES DEL ÁREA EN ESTUDIO

Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15.

Figura 6. Área original en análisis



⊗ LOTES DEL ÁREA EN ESTUDIO

Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15.

2.1.2. Plan de ordenamiento territorial del municipio de Guatemala

En la publicación del Diario de Centro América de fecha 30 diciembre del 2008, página 7, se establece lo siguiente:

“Según el capítulo III. Zonas generales. Art.30. Caracterización territorial en zonas generales inciso (f) Zona General G5 (núcleo): áreas que por su distancia al sistema vial primario se consideran aptas para edificaciones de muy alta intensidad de construcción, según los índices de edificabilidad establecidos para el efecto, específicamente en lo relativo a aquellos usos del suelo no residencial incluyendo vivienda familiar.”

Esto establece que el área en estudio está sujeta a la nueva reglamentación dicha área cambiará su uso original residencial a un uso comercial pasando a una clasificación G5, según definición del Plan de Ordenamiento Territorial –POT–. Este cambio de uso en el suelo, altera las condiciones existentes en el diseño original de la red de alcantarillado, una de las consecuencias directas de este cambio de uso de suelo será la escorrentía provocada por la lluvia cuyo coeficiente será más elevado que el considerado en el diseño original de la red de alcantarillado del sector.

2.2. Análisis del área original de diseño

Para determinar el caudal que producirá el área en estudio se procede a sumar todas las áreas de los lotes de la figura 6, correspondiente al diseño original, los cuales se dividen en la manzana N, M, S (ver plano en anexos) pudiendo observar los resultados finales la tabla II . Los valores de las áreas se pueden consultar en las tablas en el anexo.

Tabla II. **Áreas totales por manzana de la zona en estudio**

Nomenclatura	Área (m ²)
Manzana N	18 470,03
Manzana M	25 272,48
Manzana S	13 860,64
Manzana S	20 300,69
Total	77 903,84

Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15.

El resultado es un área de 77 903,84 metros cuadrados equivalente a 7,79 hectáreas, que será el área que se analizará.

2.3. Parámetros usados en el diseño original de la red de alcantarillado

Los parámetros usados en el diseño original fueron los siguientes, intensidad de lluvia de $I = 88$ milímetros/hora, coeficiente de escorrentía $C=0,30$, según la memoria del diseño de drenajes de Vista Hermosa en el año 1973, Archivo Técnico de la Dirección de Planificación de la Empresa Municipal de Agua (EMPAGUA). Estos parámetros de intensidad de lluvia han cambiado desde el diseño original.

Las intensidades de lluvia según la información actualizada proporcionada por el Instituto Nacional de Vulcanología, meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) contenida en la gráfica intensidad-frecuencia-duración, en la figura 1, además de las ecuaciones valuadas para los diferentes tiempos de retorno se muestran en la tabla III.

2.3.1. Intensidades mayores que las del diseño original

Para establecer la intensidad de lluvia para un tiempo de concentración (tc) igual a 12 minutos (según Normas Generales para el Diseño de Redes de Alcantarillado, Anuario del colegio de Ingenieros de Guatemala 1987) inciso 2.7.4.1 el cual se evalúa en las fórmulas (1-6,1-7,1-8,1-9,1-10) de intensidad de lluvia obteniendo los resultados que se muestran en la tabla III.

Tabla III. **Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de retorno**

T minutos	Tiempo de retorno años.	Intensidad de lluvia en mm/hora.
12	2	83,80
12	5	104,31
12	10	121,01
12	25	145,20
12	100	160,53

Fuente: elaboración propia.

2.4. Análisis de la red existente de alcantarillado

La red de alcantarillado del sector, consiste en tubería de cemento de varios diámetros con su respectiva descarga con sección rectangular de 1,20 metros ancho por 1,00 de alto, la cual sirve para descargar el caudal que genera el área. En la tabla IV se detallan los diferentes diámetros de tubería y su capacidad de las mismas a sección llena.

Tabla IV. **Capacidad de la tubería existente**

Diámetro	Q a sección llena.	S %
16"	188,29 lts/seg.	1,00
18"	257,78 lts/seg.	1,00
20"	341,40 lts/seg.	1,00
24"	555,15 lts/seg.	1,00

Fuente: elaboración propia.

2.5. Determinación del caudal original y actual

Se determina el caudal de diseño original y el caudal actual de la red de alcantarillado del área en estudio.

2.5.1. Análisis del caudal de diseño según uso original del suelo

Al calcular los parámetros del diseño original, intensidad de lluvia de $I=88$ milímetros/hora y un coeficiente de escorrentía de $C=0,30$ en la ecuación del método racional (formula 1-1) y asumiendo que la dimensión del área no cambia con el tiempo, teniendo un área de 7,79 hectáreas se obtiene el siguiente resultado que será el caudal que tiene capacidad la red de alcantarillado existente de conducir.

$$Q \text{ diseño original} = 0,57 \text{ m}^3 / \text{segundo}$$

2.5.2. Determinación del caudal actual y sobre carga a la red existente de alcantarillado

Al calcular los parámetros actuales de intensidades se pueden obtener los caudales que se generan sobre el área en estudio, asumiendo el valor de $C=0,90$ (ya que toda el área cambia de uso) un área de 7,79 hectáreas (según tabla II), un tiempo de concentración igual al tiempo de intensidad máxima que es de 12 minutos (según normas Generales para Diseño de Redes de Alcantarillado, Anuario del colegio de Ingenieros 1987), valuando este tiempo de concentración para las formulas de intensidades de lluvia (según fórmulas 1-6,1-7,1-8,1-9,1-10) y valuando en la fórmula racional (1-1) proporciona los siguientes resultados (ver tabla V).

Tabla V. Caudales para diferentes tiempos de retorno

Tiempo de retorno años	I = mm/hora	Q caudal lts/seg	Q caudal m ³ /seg
2	83,80	1 813,43	1,81
5	104,31	2 257,26	2,26
10	121,01	2 618,65	2,62
25	145,20	3 142,12	3,14
100	160,53	3 473,86	3,47

Fuente: elaboración propia.

Para determinar un caudal actual, se tomará un período de retorno de 25 años, asumiendo también un período de diseño para obras de ingeniería de 20 años para obtener resultados conservadores, en la tabla V, se observa el valor de la intensidad para dicho tiempo de retorno que es de 145,20 milímetros/hora cuyo caudal estimado actual es de 3,14 metros cúbicos/segundo.

Con este resultado se puede determinar la sobrecarga que se genera, procediendo de la siguiente forma:

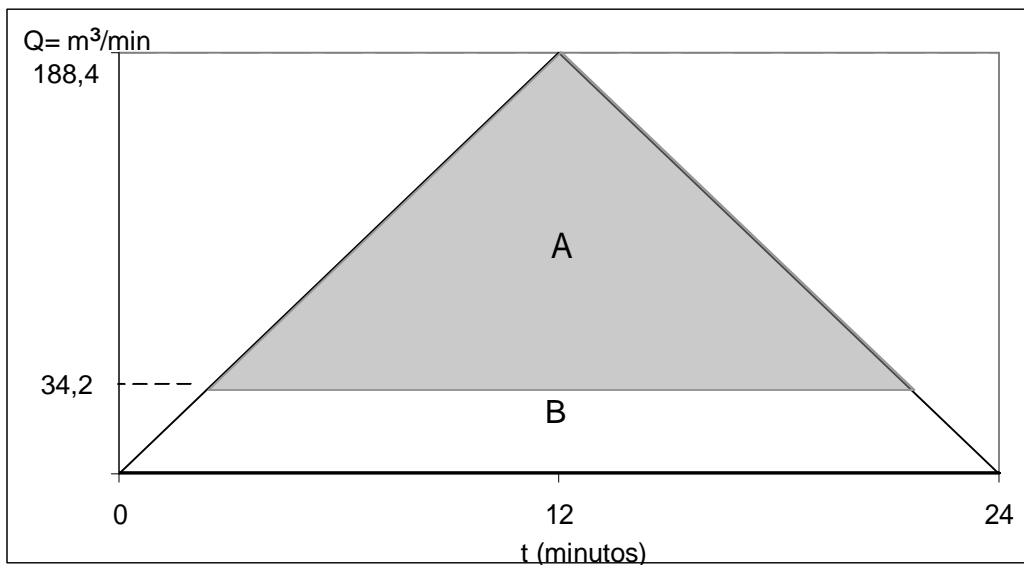
$$Q \text{ de sobre carga} = Q \text{ actual} - Q \text{ diseño original}$$

$$Q \text{ de sobre carga} = 3,14 \text{ m}^3 / \text{segundo} - 0,57 \text{ m}^3 / \text{segundo}$$

$$Q \text{ de sobre carga} = 2,57 \text{ m}^3 / \text{segundo}.$$

En los siguientes hidrogramas sintéticos triangulares (figura 7 y 8) se representa el volumen que generará tanto el caudal de diseño original como el caudal actual, ya que las dimensionales del hidrograma son Q expresado en metros cúbicos/segundo y un tiempo de duración de intensidad del aguacero expresado en minutos, lo que proporciona un Q actual = 188,40 metros cúbicos / minuto y un Q diseño original= 34,20 metro cúbicos/minuto.

Figura 7. **Hidrograma sintético triangular del caudal de diseño original y actual**



Fuente: elaboración propia.

Asumiendo un $t_c = 12$ minutos y valuando en la expresión 1-11 proporciona el siguiente resultado:

$$t_b = 2 \times t_c$$

$$t_b = 2 \times 12$$

$$t_b = 24 \text{ minutos}$$

El volumen que se genera en el área A (figura 7) del hidrograma es el volumen actual del área en análisis hacia la red de alcantarillado;

$$\text{Vol. actual} = Q \times t$$

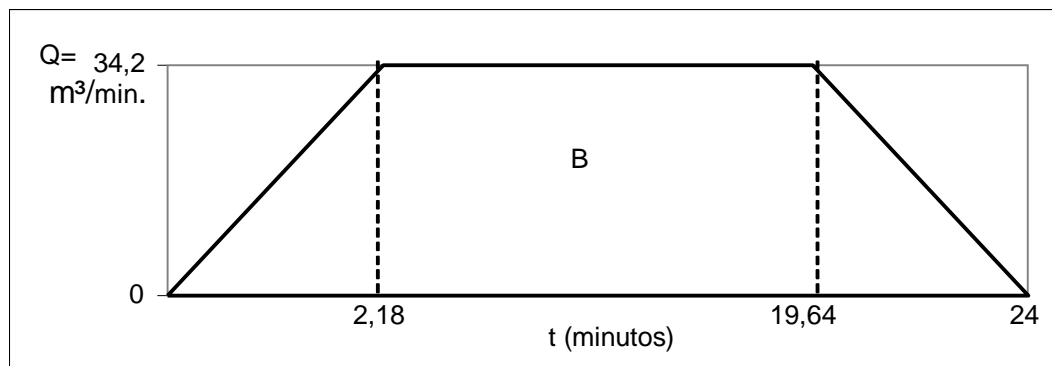
$$\text{Vol. actual} = 0,5(Q \text{ cálculo actual} - Q \text{ diseño original}) \times (t_b - \Delta t_b)$$

$$\text{Vol. actual} = 0,5 \times (154,20) \times (24 - (2 \times 2,18))$$

$$\text{Vol. actual} = 1\,514,24 \text{ m}^3$$

En la parte B (figura 7) del hidrograma y ampliada en la figura 8, se puede considerar el volumen que genera el diseño original;

Figura 8. **Hidrograma sintético del caudal de diseño original**



Fuente: elaboración propia.

Se obtienen los resultados siguientes:

$$V \text{ diseño original} = 0,5 \times (tb + (tb - \Delta tb)) \times Q \text{ diseño original}$$

$$V \text{ diseño original} = 0,5 \times (24 + 19,64) \times 34,20$$

$$V \text{ diseño original} = 0,5 \times 43,68 \times 34,20$$

$$V \text{ diseño original} = 746,24 \text{ m}^3$$

Con estos resultados se establece el volumen de sobrecarga hacia la red de alcantarillado siendo este Volumen de 1 514,24 metros cúbicos, el volumen que tiene capacidad la red existente es Volumen del diseño original de 746,24 metros cúbicos. También se puede establecer que existe una sobrecarga hacia la red de alcantarillado la cual se tiene que desfogar de alguna manera. Por lo que en el siguiente capítulo se da el procedimientos para el almacenaje y posterior desfogue hacia la red de alcantarillado en forma regulada de este volumen de sobrecarga.

3. ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE RETENCIÓN

3.1. Procedimiento para dimensionar

Para determinar los parámetros de diseño y el diseño del sistema de retención se precede de la siguiente forma; dentro del área en estudio se escogerá un área menor que para el presente propósito sufrirá un cambio de uso de suelo a estacionamiento vehicular, con esto se tendrá un caudal a almacenar, efectuando los siguientes pasos:

- Determinar el área tributaria
- Determinar el tiempo de concentración
- Determinar el período de retorno
- Determinar la intensidad de lluvia
- Determinar el coeficiente de escorrentía
- Calculo del caudal que se generará
- Determinar el volumen generado
- Determinar el tiempo de vaciado del tanque de regulación
- Dimensionar el sistema de regulación

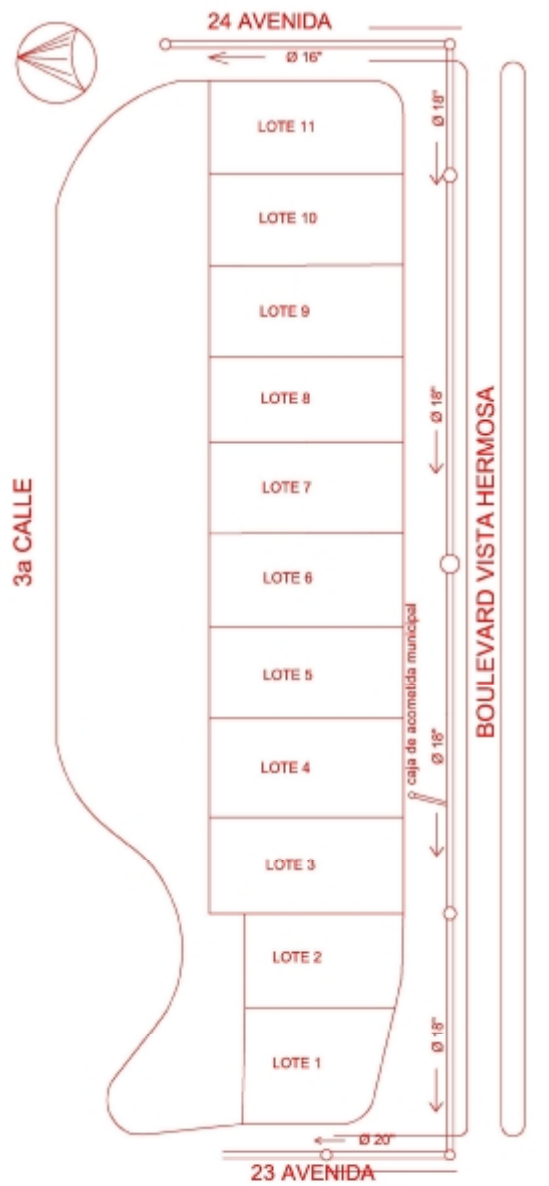
3.2. Cálculos para determinar los caudales generados

Ya analizadas las condiciones originales del diseño contra las condiciones actuales y determinada la sobrecarga de caudal hacia la red de alcantarillado, se procede a calcular el caudal que generará un área menor, y que esté dentro del área en estudio. Para motivos de diseño de obra se asume un período de vida útil de 20 años, por lo que se tomarán los valores para una intensidad de lluvia que corresponden a un período de retorno de 25 años.

3.2.1. Determinar el área tributaria

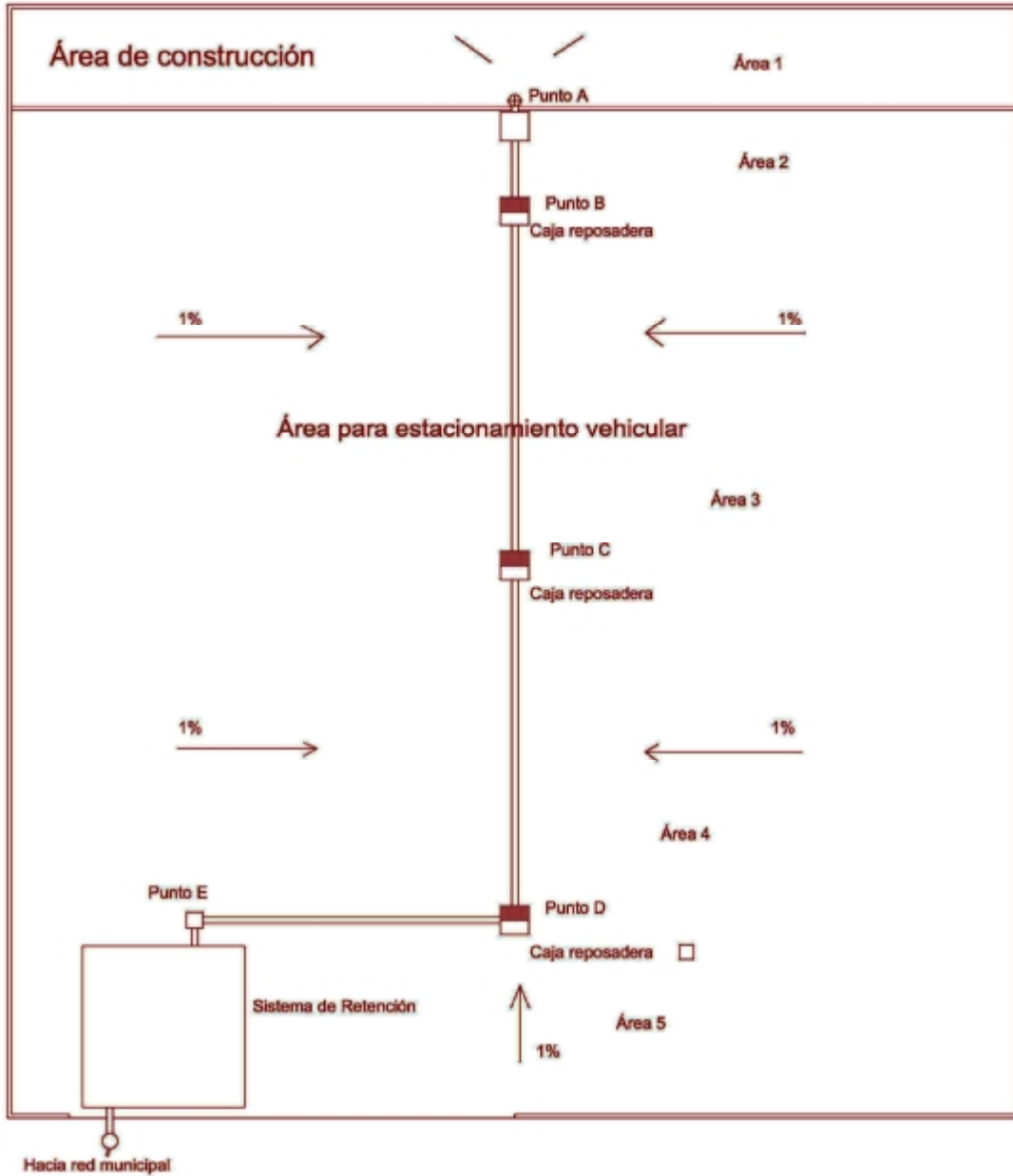
Para determinar el área a analizar se toma el área de la tabla manzana S (ver anexo), la que corresponde al lote 4 y lote 5 de la manzana S, como se muestra en la figura 6, cuenta con un área de 1 375,00 metros cuadrados por lote con un área total de 0,275 hectáreas. En la figura 9, investigación de la red de drenaje del área en análisis manzana S, se muestra el área a analizar, esta área en un momento dado contribuirá a un caudal efectivo en la red de drenaje del sector, también se muestra que el sector cuenta con tubería de concreto con diámetros de 20,18 y 16 pulgadas, según investigación en campo de la red de tubería del área.

Figura 9. Investigación de la red de drenaje del área en análisis manzana S



Fuente: elaboración propia.

Figura 10. Área en análisis correspondiente al lote 4 y lote 5



Fuente: elaboración propia.

3.2.2. Determinar el tiempo de concentración

Se asume para el área en análisis un tiempo inicial de concentración de 12 minutos (según Normas Generales para Diseño de Redes de Alcantarillado, Anuario del Colegio de Ingenieros de Guatemala 1987), incisos 2.7.4.1.

3.2.3. Determinar el período de retorno

Se estimará el valor de la intensidad de lluvia para un período de retorno de 25 años, para fines de diseño el cual corresponde a la expresión 1-9 o con las curvas de intensidad-frecuencia-duración de lluvia como se muestra en la figura 1 correspondiente a dicho período.

3.2.4. Determinar la intensidad de lluvia

Se determina de acuerdo con las curvas de intensidad de lluvia de la estación INSIVUMEH (06.01.01.00) o con la ecuación para dicho período de retorno, la cual se calcula a continuación:

$$I = \frac{820}{(t + 2)^{0,656}}$$

Para la intensidad de lluvia se obtiene el siguiente resultado:

$$I = \frac{820}{(12 + 2)^{0,656}}$$

$$I=145,20 \text{ mm/hora}$$

3.2.5. Determinar el coeficiente de escorrentía

Se tomarán los siguientes valores del coeficiente de escorrentía de acuerdo a la tabla I ,el primer valor de C= 0,95 que corresponde según tabla a una área comercial, el segundo valor de C=0,85 que corresponde según tabla a un área para estacionamientos, valuando en la expresión 1-3, se obtiene el siguiente resultado del coeficiente de escorrentía:

$$C = \frac{A1 \times C1 + A2 \times C2}{A1 + A2}$$

$$C = \frac{(500,00 \times 0,95) + (2250,00 \times 0,85)}{2750,00}$$

$$C = 0,90$$

3.2.6. Cálculo del caudal que se genera

En la tabla VI, se presentan los caudales que genera el área en análisis de los lotes 4 y 5 (ver figura 10). Estos valores en la tabla fueron obtenidos al valuar la fórmula racional (1-1), con los parámetros siguientes $I = 145,20$, $t_c = 12$ minutos.

Tabla VI. **Resultados de cálculos del área en estudio**

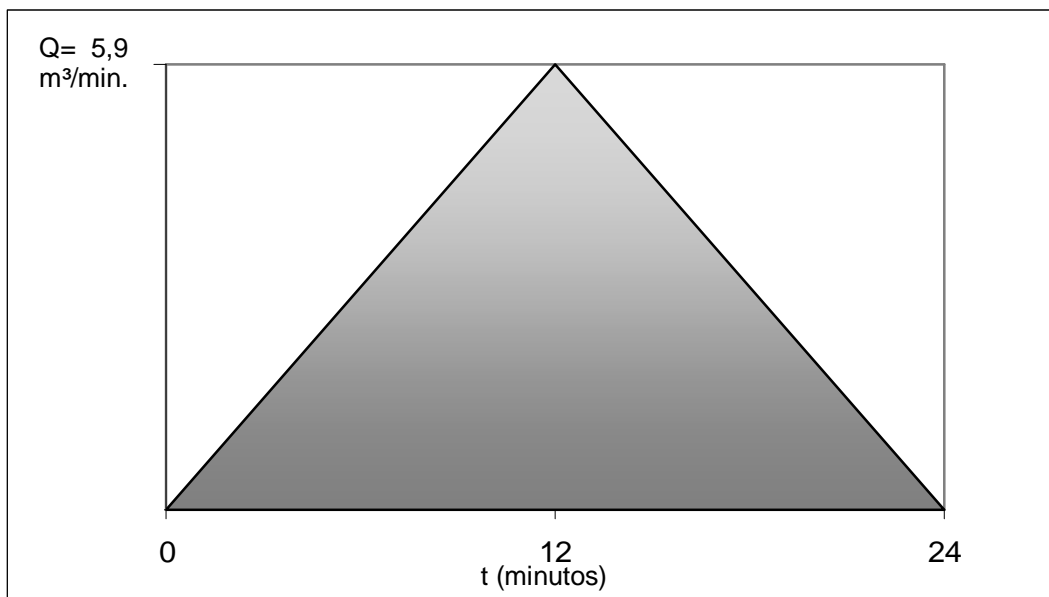
tramo	Σ área (ha)	C	t _c (minutos)	I mm/hora	Ø (pul)	S % tubo	Q _{sll} (lts/seg)	V _{sll} (mts/seg)	V _d (mts/seg)	Q _d (m ³ /seg)
a-b	0,075	0,90	12,00	144,88	8	1,8	59,67	1,84	1,80	0,0272
b-c	0,163	0,90	12,05	144,10	10	2,5	127,51	2,51	2,47	0,0585
c-d	0,250	0,90	12,16	143,34	12	2,0	185,46	2,54	2,51	0,0896
d-e	0,275	0,90	12,27	142,98	12	2,8	219,45	3,00	2,92	0,0983

Fuente: elaboración propia.

3.2.7. Determinar el volumen que generará el caudal

Para determinar el volumen que genera el caudal $Q_d = 0,0983$ metros cúbicos/segundo, siendo este el caudal estimado que ingresa al tanque de retención, equivalente a $5,90$ metros cúbicos/minuto, al calcular el área bajo de la curva del hidrograma (ver figura 11) se obtiene un volumen total generado, luego se determina el caudal promedio en el mismo hidrograma, con intervalos Δt igual a $3,00$ minutos, los que generan volúmenes para dichos intervalos, los resultados se muestran en la tabla VII.

Figura 11. Hidrograma sintético triangular del área en análisis



Fuente: elaboración propia.

$$\text{Volumen total generado} = 0,5 \times 5,90 \times 24$$

$$\text{Volumen total generado} = 70,80 \text{ m}^3$$

Tabla VII. **Volúmenes de entrada**

Periodo t(minutos)	Δt (minuto)	I (m ³ /minuto)	I _p (m ³ /minuto)	Ve (m ³)	A (m ²)	h (metros)
0,00 3,00	3,00	0,00 1,48	0,74	2,22	81,00	0,02
3,00 6,00	3,00	1,48 2,95	2,22	6,66	81,00	0,08
6,00 9,00	3,00	2,95 4,42	3,69	11,07	81,00	0,13
9,00 12,00	3,00	4,42 5,90	5,16	15,48	81,00	0,19
12,00 15,00	3,00	5,90 4,42	5,16	15,48	81,00	0,19
15,00 18,00	3,00	4,42 2,95	3,69	11,07	81,00	0,13
18,00 21,00	3,00	2,95 1,48	2,22	6,66	81,00	0,08
21,00 24,00	3,00	1,48 0,00	0,74	2,22	81,00	0,02

Fuente: elaboración propia.

I = caudal de entrada según el hidrograma

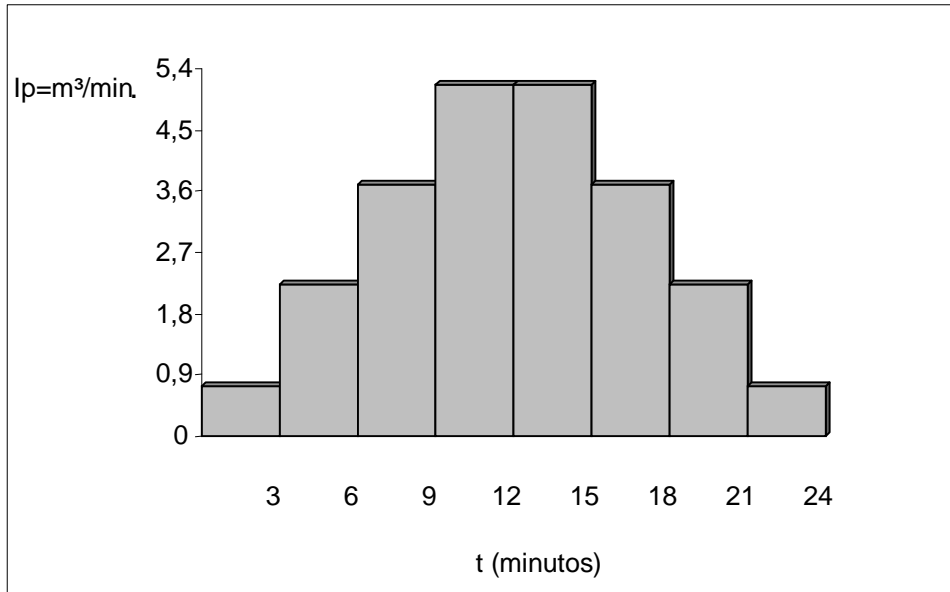
I_p = caudal promedio en el período siendo $I_p = \frac{I_n + I_{n-1}}{2}$

Ve = volumen que ingresa en un período, siendo Ve = I_p x t

h = carga sobre el orificio, siendo $h = \frac{Ve}{A(\text{área de tanque})}$

Para determinar el volumen que se genera en un Δt se procederá a graficar los valores de I_p x Δt presentados en la tabla VII, los cuales proporcionan un volumen el cual se llamará volumen de entrada (Ve) ver figura 12.

Figura 12. Gráfica de $lp \times \Delta t$ de tabla VII



Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. Volúmenes de salida

H (metros)	Δt (minutos)	Vel. salida (m/min.)	\varnothing pulgadas	A orificio salida (m²)	Q (m³/min.)	Volumen de salida (m³)
0,00	0,00	0,00	0	0,00456	0,00	0,00
0,02	3,00	22,91	3	0,00456	0,11	0,31
0,10	3,00	51,24	3	0,00456	0,23	1,40
0,23	3,00	77,71	3	0,00456	0,35	3,19
0,42	3,00	105,01	3	0,00456	0,48	5,75
0,61	3,00	126,55	3	0,00456	0,58	8,66
0,74	3,00	139,38	3	0,00456	0,64	11,44
0,82	3,00	149,72	3	0,00456	0,67	14,05
0,84	3,00	148,50	3	0,00456	0,68	16,25

Fuente: elaboración propia.

Velocidad de salida: es la relación $V = C_d \sqrt{2gh}$

Q: es la relación Velocidad de salida x A (área del orificio de salida)

Volumen de salida: es la relación de $Q \Delta t$

Para determinar el volumen a almacenar ΔS , este volumen es en función del tiempo, al valorar la expresión siguiente, cuyos términos y valores fueron definidos:

$$\Delta S = I_p \Delta t - Q \Delta t \quad 3-1$$

Al asumir que el volumen de entrada es igual a $I_p \times \Delta t$ y el volumen de salida es igual a $Q \times \Delta t$, se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta S = \text{volumen de entrada} - \text{volumen de salida} \quad 3-2$$

Con esta expresión 3-2 se procede a calcular el volumen a almacenar ΔS este es para cierto Δt , cuyos resultados se muestran en la tabla X.

Tabla IX. **Volúmenes de entrada y salida**

Intervalo Δt	Volumen de entrada en m ³ en determinado Δt	Volumen de salida en m ³ en determinado Δt
0,00	0,00	0,00
3,00	2,22	0,31
6,00	8,88	1,40
9,00	19,95	3,18
12,00	35,43	5,74
15,00	50,91	8,65
18,00	61,98	11,44
21,00	68,64	14,07
24,00	70,80	16,25

Fuente: elaboración propia.

Tabla X. **Volúmenes de almacenamiento**

t (minutos)	H (metros)	ΔS (m ³)
0,00	0,00	0,00
3,00	0,02	1,91
6,00	0,10	7,48
9,00	0,23	16,77
12,00	0,42	29,69
15,00	0,61	42,26
18,00	0,74	50,54
21,00	0,82	54,52
24,00	0,84	54,55

Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. **Caudales de salida del tanque de regulación**

t(minutos)	H dinámica (m)	Q salida lts /seg	Q salida m ³ /seg
3	0,02	1,74	0,00174
6	0,10	3,89	0,00389
9	0,23	5,90	0,00590
12	0,42	7,98	0,00798
15	0,61	9,61	0,00961
18	0,74	10,59	0,01059
21	0,82	11,15	0,01115
24	0,84	11,20	0,01120

Fuente: elaboración propia.

3.3. Caudal a retener

Teniendo un volumen máximo a retener de 70,80 metros cúbicos, el que es generado por un caudal máximo de entrada 0,0983 metros cúbicos/segundo(ver tabla VI y IX) con un volumen máximo de salida de 16,25 metros cúbicos, el que genera un caudal máximo de salida de 0,01120 metros cúbicos/segundo, producido por una altura máxima de 0,84 metros (ver tabla XI), esta relación de caudales proporciona un parámetro del volumen que se queda retenido, siendo éste de 54,55 metros cúbicos, equivalente al 77,05 por ciento del volumen total del caudal generado.

3.4. Determinar el tiempo de vaciado del tanque de regulación

Se determina el tiempo en que el caudal total del tanque de regulación se ingerirá a la red de drenaje usando la ecuación 1-16, del inciso 1.8.3, usando los datos siguientes área del tanque de regulación $A= 81,00$ metros cuadrados, área del orificio de salida $A_o = 0,00456$ metros cuadrados, el coeficiente de contracción $C_d= 0,61$ y $h = 0,84$ metros, que es la altura máxima que alcanza el caudal dentro del tanque de regulación, por lo que se obtiene el siguiente resultado:

$$t = \frac{2 \times 81,00}{0,61 \times 0,00456 \times \sqrt{19,8}} \times \sqrt{0,84}$$

$$t = 11\,917,56 \text{ segundos}$$

$$t = 3,31 \text{ horas}$$

3.5. Dimensionamiento del tanque de regulación

Para obtener un dimensionamiento adecuado del tanque regulación, un diseño adecuado a las necesidades existentes tanto en la forma y como en los materiales a usar, y en la capacidad de contener el volumen que se generará.

3.5.1. Finalidad de los depósitos

El propósito básico del depósito de aguas de lluvia es retener los escurrimientos durante los períodos de alto escurrimiento o avenida máxima y descargarlos durante los períodos de bajo escurrimiento.

Los fines de un depósito son:

- Contener agua, siendo en definitiva un vaso impermeable.
- Regular el caudal.

3.5.2. Clasificación de los depósitos

Pueden clasificarse los depósitos atendiendo a diversos factores tales como:

- Por su función: de regulación
- Por su instalación enterrados, semienterrados, superficiales y elevados
- Por el material a emplear: de mampostería, concreto armado, concreto pretensado y postensado, plástico, etc.

3.5.3. Función

Una de las funciones específicas que se le puede determinar en relación a nuestro estudio será la de contener el volumen que genera una precipitación intensa, como función principal se puede mencionar la siguiente:

- Regulación de caudal.

3.5.4. Por su forma

A los depósitos en planta se les puede dar múltiples formas, influyendo la superficie ocupada y la facilidad de ampliación, pero tres son las formas que hoy, con los modernos materiales de construcción, se disputan la primacía: circular, poligonal y rectangular. La forma más sencilla en planta es:

- Circular y rectangular.

3.6. Dimensiones finales

Para el pre dimensionamiento del tanque de regulación, y tomando el volumen a almacenar de 54,55 metros cúbicos como se muestra en la tabla X

Usando la siguiente expresión:

$$V= A \times L \qquad 3-3$$

Donde: A = área del tanque
 L = longitud del tanque

Simplificando la expresión:

$$V = B \times H \times L$$

3-4

Donde: B = base del tanque
 H = altura del tanque
 L = largo del tanque

Al tomar en consideración que según la investigación de la red en campo se pudo establecer que la altura de la caja de conexión domiciliar (candela municipal) del área en estudio es de 1,93 metros de altura, lo que condiciona la altura del sistema de retención y a una área de 81,00 metros cuadrados, como se muestra en la tabla VII. Con una altura máxima que alcanzará de 0,84 metros, (ver tabla X) se obtendrá un predimensionamiento con el siguiente volumen del tanque:

$$\text{Vol.} = 9,00 \times 9,00 \times 0,84 \text{ metros}$$

$$\text{Vol.} = 68,04 \text{ m}^3$$

Siendo este el volumen del tanque de regulación que se asumiría, en el capítulo seis se muestra el diseño final del sistema de regulación.

4. ALTERNATIVAS DE DESFOGUE HACIA LA RED DE ALCANTARILLADO

4.1. Desfogue por medio de un sifón

Se plantea una alternativa de desfogue, si entre el tanque de regulación y el punto escogido hubiera que salvar un obstáculo, se tiene que tomar en consideración que la velocidad en los puntos 1-4 (ver figura 14) será de tipo iterativo.

4.1.1. Ecuación de Bernoulli

Cada término de la ecuación de Bernoulli se puede interpretar como una forma de energía, como se muestra en la ecuación 4-1, el primer término P/γ es el trabajo de flujo por unidad de masa efectuado por el fluido sobre sus alrededores conforme fluye, el segundo término $V^2/2g$ es la energía cinética de una partícula de masa m , que resulta en energía cinética por unidad de masa, el tercer término h se refiere a la energía potencial por unidad de masa del fluido. Los tres términos de la ecuación se conocen como energía disponible. Al aplicar dicha ecuación entre dos puntos a diferente nivel se obtiene la diferencia de energía entre ambos puntos, lo anterior indica que la diferencia en energía potencial, energía de flujo y energía cinética es la que en realidad tiene significado en esta ecuación.

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_2 \quad 4-1$$

4.1.2. Ecuación de Darcy-Weisbach

Se emplea en cálculos de flujo en tuberías, el factor f es el factor adimensional necesario para que la ecuación produzca el correcto valor de las pérdidas.

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad 4-2$$

Donde: f = factor de fricción adimensional
 L = longitud de la tubería
 D = diámetro de la tubería
 V = velocidad del flujo

4.1.3. Expresión general de las pérdidas locales

De un modo general todas las pérdidas locales pueden ser formuladas según la expresión 4-3, esta ecuación general para la cual el coeficiente K puede ser obtenido experimentalmente para cada caso, en la tabla XII se muestran los valores de K .

$$h_f = K \frac{V^2}{2g} \quad 4-3$$

Tabla XII. **Valores aproximados de K (pérdidas locales)**

Pieza y pérdida	K
Ampliación gradual	0,30 [*]
Boquillas	2,75
Compuerta , abierta	1,00
Controlador de caudal	2,50
Codo de 90°	0,90
Codo de 45°	0,40
Rejilla	0,75
Curva de 90°	0,40
Curva de 45°	0,20
Curva de 22° 30'	0,10
Entrada normal en tubo	0,50
Entrada de borda	1,00
Existencia de pequeña derivación	0,03
Confluencia	0,40
Medidor de venturi	2,50 ^{**}
Reducción gradual	0,15 [*]
Válvula de ángulo, abierta	5,00
Válvula de compuerta, abierta	0,20
Válvula tipo globo, abierta	10,00
Salida de tubo	1,00
T, pasaje directo	0,60
T, salida de lado	1,30
T, salida bilateral	1,80
Válvula de pie	1,75
Válvula de retención	2,50
Velocidad	1,00

*Con base en la velocidad mayor (sección menor)

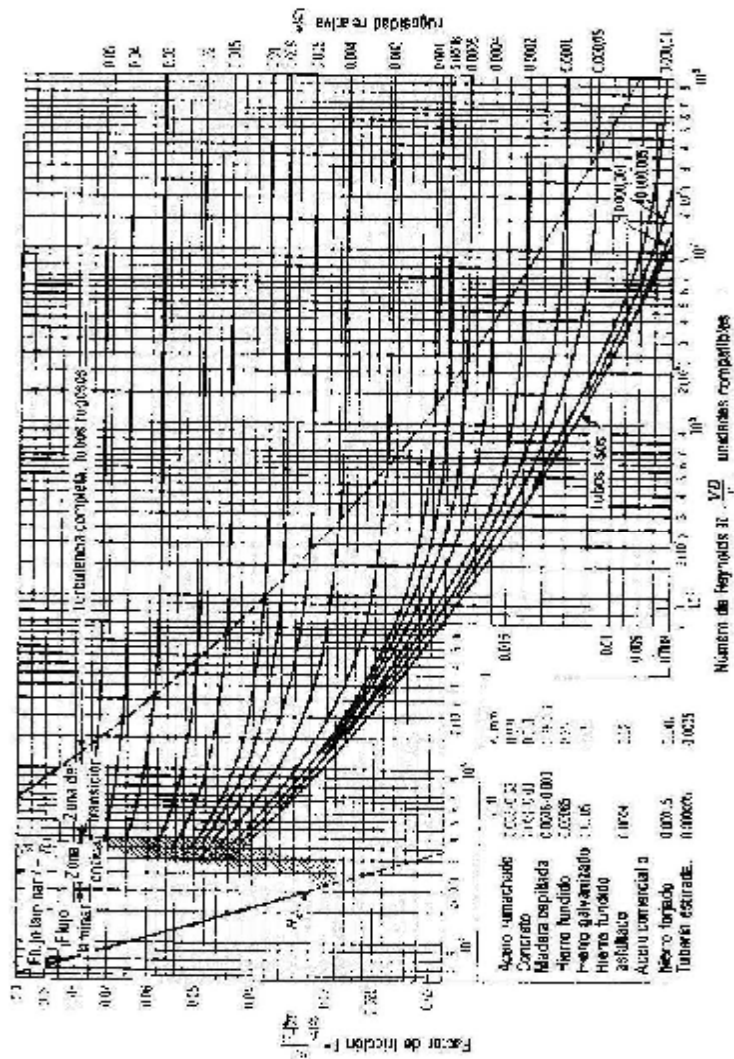
**Relativa a la velocidad en la tubería

Fuente: AZEVEDO, Netto, ACOSTA ÁLVAREZ, Guillermo. Manual de Hidráulica, p. 211.

4.1.4. Diagrama de Moody

Moody construyó una de las cartas más útiles para determinar factores de fricción en tubos comerciales. Esta gráfica expresa factores de fricción de la rugosidad relativa y el número de Reynolds, éste se muestra en la figura 13.

Figura 13. Diagrama de Moody

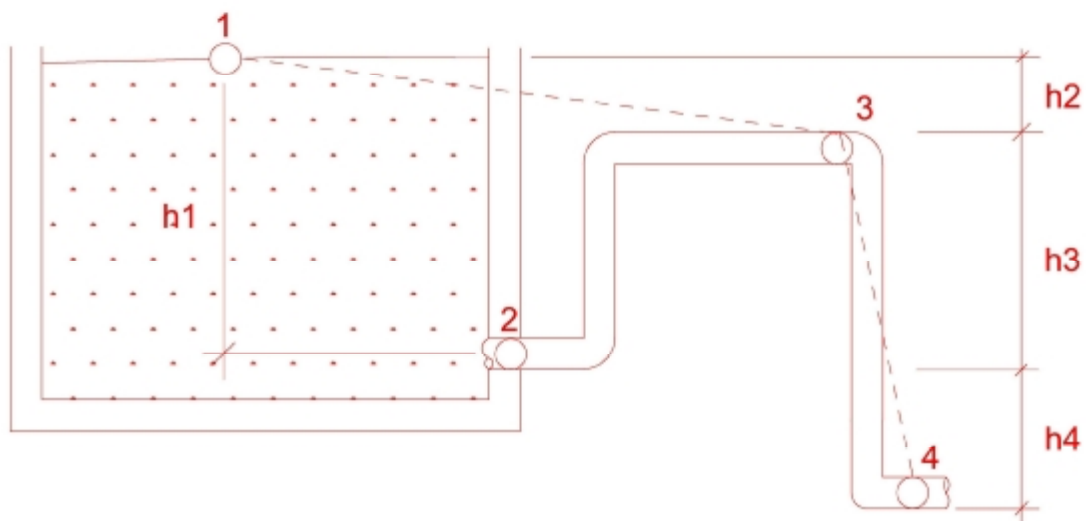


Fuente: STREETER, Victor, WYLIE, Benjamin. Mecánica de los fluidos, p. 313.

4.1.5. Sifón

Es un conducto cerrado que eleva el líquido hasta un nivel superior que la superficie libre correspondiente, descargando después a un nivel inferior, el objeto del sifón es conducir el agua entre dos cotas descendentes, pero salvando un obstáculo.

Figura 14. Sifón



Fuente: elaboración propia.

Donde: $h_1 = 0,84$ metros
 $h_2 = 0,14$ metros
 $h_3 = 0,70$ metros
 $h_4 = 0,10$ metros

4.1.6. Cálculo de velocidades en el sifón

Al aplicar la ecuación de Bernoulli del punto 1-3 y 3-4, como se muestra en figura.14, y se le agrega el coeficiente de contracción C_d , se obtiene la siguiente expresión que sirven para calcular las velocidades en dichos puntos:

$$V_3 = C_d \sqrt{2gh_3} \quad 4-4$$

$$V_4 = \sqrt{V_3^2 + 2g(h_4 - h_3)} \quad 4-5$$

Donde K es la suma de todos los coeficientes de pérdidas menores, ecuación que se puede resolver de la misma manera que los problemas simples de la tubería del primer o segundo tipos, ya que es de tipo iterativo, comenzando por suponer un valor para f . Siendo $K= 0,90$ (según tabla XII, pérdidas locales), con una longitud del sifón de 3,00 metros, diámetro 3 pulgadas equivalente a 0,075 metros, para obtener el valor de f se toma el valor de el espesor del tubo $\epsilon=3,04$ milímetros y un diámetro de $D=75$ milímetros, se usa la relación siguiente $\epsilon / D = 0,04$, y se toma este valor en el diagrama de Moody (ver figura 13) se obtiene un valor de $f= 0,065$, si se asume una altura del sifón de 0,70 metros. En las tablas XIII y XIV se muestran las velocidades de los puntos 3 y 4 con las diferentes pérdidas de energía.

Tabla XIII. Velocidades y pérdidas en el punto 3

$\Delta h(m)$	Hf_3 Darcy	Hf_3 menores	Velocidad 3 m/seg
0,14	0,23	0,25	0,72

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. **Velocidades y pérdidas en el punto 4**

$\Delta h(m)$	$H_{f4} \text{ Darcy}$	$H_{f4} \text{ menores}$	Velocidad ₄ m/seg
0,80	0,70	1,56	1,77

Fuente: elaboración propia.

Teniendo el valor en la velocidad en el punto 4 según figura 14 correspondiente a 1,77 metros/segundos como se muestra en la tabla XIV, el diámetro de la tubería del sifón en ese punto es de 3 pulgadas equivalente a 0,075 metros, se genera un área de 0,0044 metros cuadrados, con estos parámetros se obtiene un caudal de salida en el sifón de $Q= 0,0078$ metros cúbicos/segundo que equivale a 7,79 litros/segundo.

4.2. Con desfogue por bombeo

Se plantea una alternativa de desfogue por medio de una bomba de impulsión del tanque de retención al punto en el cual se pretende desfogar el caudal retenido.

4.2.1. Elementos de la estación de bombeo

Se puede distinguir tres elementos en toda estación de bombeo:

- La tubería de succión y sus accesorios (anterior a la bomba)
- La bomba (generalmente centrífuga)
- La tubería de impulsión y sus respectivos accesorios (posterior a la bomba)

4.2.2. Tubería de succión

La succión es la etapa más crítica en el bombeo, sobre todo en el caso de tener succión negativa, ya que cualquier entrada de aire ocasionará problemas en el bombeo. El diámetro de la tubería de succión nunca debe ser inferior al diámetro de la tubería de impulsión ni tampoco inferior al diámetro del orificio de entrada de la tubería de succión de la bomba. Se recomienda utilizar el diámetro comercial inmediatamente superior al de la tubería de impulsión.

Según López Cualla en su libro Diseño de Acueductos y Alcantarillado, la velocidad de succión debe estar comprendida entre 0,6 y 0,9 m/s, ya que debe tener la suficiente energía disponible para que el líquido llegue al impulsor de la bomba y contrarreste las pérdidas de energía entre la boquilla de succión y la entrada del impulsor, no permitiendo que la presión sea menor que la presión de vapor, evitando así la cavitación.

4.2.3. Válvula de pie con coladera

La coladera es una malla que impide la entrada de cuerpos extraños que pueden dañar la bomba. La colocación de la válvula de pie depende del sistema de bombeo: si se trata de succión negativa, es decir, que el eje de la bomba está localizado por encima del nivel del agua en el pozo húmedo, es necesaria la válvula de pie con el fin de impedir que la tubería de succión se desocupe y por consiguiente no permitiendo la entrada de aire hacia la bomba; por el contrario, si la succión es positiva (el nivel del agua en el pozo húmedo se encuentra por encima del eje de la bomba) no será necesaria la colocación de la válvula de pie.

4.2.4. Tubería de impulsión

La máxima velocidad especificada para esta tubería es de 1,5 metro/segundo, la cual permite controlar el golpe de ariete que se pueda presentar en el sistema de bombeo. Debido a que esta conducción puede ser bastante larga, se debe efectuar el estudio del diámetro más económico. Uno de los criterios utilizados para esta determinación es el empleo de la fórmula de Bresse la cual se muestra a continuación:

Para instalaciones no operadas de manera continua:

$$D (m) = 1.3X^{1/4} \sqrt{Q} \quad 4-6$$

Donde: $Q = m^3 / s$

$$X = \frac{\text{No. de horas de bombeo por día}}{24} \quad 4-7$$

4.2.4.1. Altura estática de succión (hs)

Es la distancia existente entre el nivel del agua en el pozo húmedo y el eje de la bomba. Se le suele llamar succión negativa si el nivel del agua se encuentra por debajo del eje de la bomba.

4.2.4.2. Altura estática de impulsión (hi)

Es la diferencia de niveles entre la descarga de la bomba y el eje del rotor, se puede decir que es la altura desde donde la tubería de impulsión se une con la bomba hacia el punto de desfogue escogido para el caudal.

4.2.4.3. Altura de fricción (hfs, hfi)

Es la altura adicional que debe ser suministrada para vencer las pérdidas por fricción en las tuberías de impulsión (hfi) y de succión (hfs). Pueden ser calculadas mediante la ecuación de Darcy- Weisbach o Hazen Williams.

4.2.4.4. Altura de velocidad $(\frac{V^2}{2g})$

Representa la energía cinética del fluido en cualquier punto del sistema, se puede definir con el siguiente término, como la relación entre la velocidad al cuadrado y el doble de la aceleración, multiplicado por un factor de pérdidas locales como se muestra en tabla XII.

4.2.4.5. Altura de pérdidas menores (hms,hmi)

Es la altura de agua adicional para vencer las pérdidas debidas a los accesorios tales como codos, válvulas y otros. Pueden ser calculadas como factor de la altura de velocidades o como una longitud equivalente de tubería.

4.2.4.6. Altura dinámica total (Ht)

Es la altura total contra la cual debe trabajar la bomba, teniendo en cuenta todos los factores anteriores. Para obtener la altura dinámica total es necesario establecer la ecuación de Bernulli entre los niveles del agua en la succión y la impulsión.

4.2.5. Velocidad máxima en las tuberías

Los diámetros de las entradas y salidas de las bombas no deben ser tomados como indicaciones para los diámetros de de las tuberías de succión y de descarga. Para las tuberías se adoptan diámetros mayores con el objeto de reducir las pérdidas de carga. La velocidad del agua de entrada de las bombas, generalmente esta comprendida entre 1,50 y 5,00 metros/segundo, pudiendo tomarse 3,00 metros/segundo como un término medio representativo. En la sección de salida de las bombas, las velocidades son más elevadas, pudiendo alcanzar el doble de este valor.

Las tuberías de descarga de gran extensión deben ser medidas por un criterio económico, eligiéndose el diámetro comercial más ventajoso. Las velocidades, en este caso, son relativamente bajas: 0,65 a 1,50 metros/segundo. Para las líneas de descarga cortas o para las tuberías inmediatas de las bombas, se admiten velocidades más elevadas. La compañía Sulzer recomienda los siguientes límites máximos (ver tabla XV).

Tabla XV. Límites de velocidad permisible en tuberías

Ø mm	50	60	75	100	150	200	300	400
V m/s	1,30	1,40	1,55	1,80	2,20	2,30	2,45	2,60
Q l/s	2,5	4,00	6,8	14,1	38,9	72,3	173,1	326,

Fuente: AZEVEDO, Netto, ACOSTA ÁLVAREZ, Guillermo. Manual de Hidráulica, p.211.

4.2.6. Determinar la potencia de la bomba

La potencia de la bomba se determinará de acuerdo a la ecuación

$$\text{Potencia} = \frac{\gamma Q h_t}{75 e} \quad 4-8$$

Donde: γ = peso específico del líquido al ser elevado

Q = caudal o descarga en m^3/s

h_t = altura total

e = eficiencia de la bomba

4.3. Procedimiento de cálculo

A continuación se presentan el procedimiento para obtener las diferentes alturas o pérdidas de energía y los parámetros usados para determinar dichas alturas o pérdidas. Se determinará la tubería de impulsión, la tubería de succión y la potencia de la bomba del tanque de regulación.

4.3.1. Diámetro de la tubería de impulsión

Para la tubería de descarga o de impulsión, se asume un diámetro 3 pulgadas equivalente a 0,075 metros, la velocidad de 1,55 metros/segundo y tomando un caudal $Q=11,20$ litros/segundo equivalente a 0,01120 metros cúbicos/segundo (ver tabla XI), teniendo el caudal mínimo que se puede desfogar hacia la red, procedemos a utilizar la siguiente expresión $D=1,3 X^{1/4} Q^{1/2}$ fórmula (4-7), al despejar X de la ecuación y valorar con los datos antes mencionados se obtendrá el número de horas de bombeo al día.

$$X = \frac{D^4}{2,85Q^2}$$

$$X = \frac{(0,075)^4}{2,85(0,01120)^2}$$

$$X = 0,067$$

$$X = \frac{\text{No. horas de bombeo por día}}{24}$$

No. horas de bombeo por día = 24 x 0,067

No. horas de bombeo por día = 1,61 horas

La tubería de succión generalmente es establecida con el diámetro inmediato superior, será de diámetro 4 pulgadas equivalente a 0,10 metros.

4.3.2. Pérdidas de carga en la tubería de impulsión

Se presentan los cálculos y parámetros usados para determinar las pérdidas de carga de la tubería de impulsión, con el fin de determinar la potencia de la bomba.

4.3.2.1. Altura de velocidad

Con los datos de la velocidad de 1,55 metros/segundo, que corresponde a la velocidad con un diámetro de 3 pulgadas que se asumió, se procede a calcular el factor $V^2/2g$ que proporciona el siguiente resultado de 0,1213.

Lo que proporciona el siguiente resultado de altura:

H = 0,1243 metros

4.3.2.2. Altura por accesorios

Se calcula la pérdida de energía para los codos a 90 grados (ver figura 18), en este caso son tres cuyo coeficiente K se presenta la tabla XII, el valor del coeficiente de pérdida de carga es de $K=0,90$, lo que proporciona un valor total del coeficiente de $K= 2,70$, al valuar en la ecuación 4-3, se obtiene el siguiente resultado:

$$H= 2,70 \times 0,1213$$

$$H= 0,3275 \text{ metros}$$

4.3.2.3. Altura por fricción

La altura por fricción se calcula con $L=1,50$, $f=0,065$ (según diagrama de Moody figura 13) y al valuar en la ecuación número (4-2), se obtiene el siguiente resultado:

$$H= 0,157 \text{ metros}$$

4.3.2.4. Altura por tubería de impulsión

Si se toma una altura de impulsión de $h=1,50$ metros y se suman las diferentes alturas o pérdidas de energía se obtiene una altura total, teniendo el siguiente resultado:

$$H_t= 0,1243 + 0,3275 + 0,157 + 1,50 \text{ metros}$$

$$H_t = 2,11 \text{ metros}$$

4.4. Potencia de la bomba

Valuando en la ecuación 4-9 y usando una eficiencia de 0,70

$$\text{Potencia} = \frac{\gamma Q h_t}{75 e}$$

$$P = \frac{1,000 \times 0,01120 \times 2,11}{75 \times 0,70}$$

$$P = 0,45 \text{ hp.}$$

Se asume una bomba de $P = 1/2$ HP

4.5. Análisis de volumen a desfogar

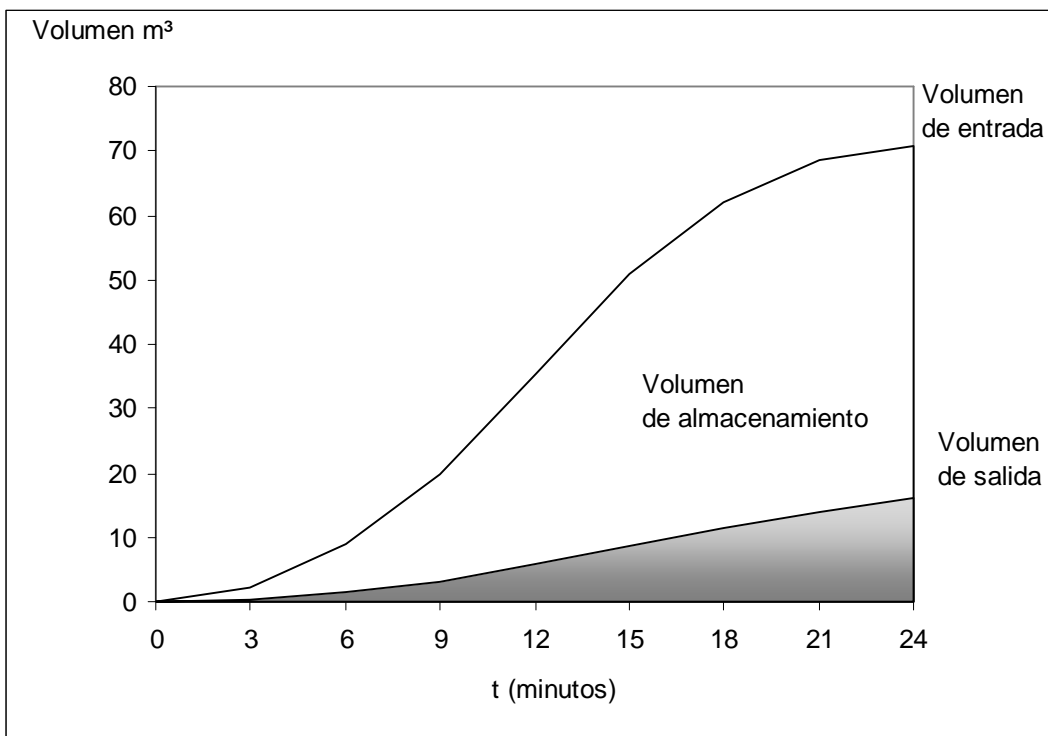
Para tener un criterio de análisis acerca del volumen de entrada y de salida del tanque de regulación, se procederá por medio del diagrama de doble masa y por el algoritmo pico secuente.

4.5.1. Por medio del diagrama de doble masa o de Rippl

Es la representación gráfica de volúmenes de agua acumulados contra tiempo, donde se determinan los volúmenes o gastos que llegan al vaso. Se define como vaso de almacenamiento al que sirve para regular los escurrimientos de un río, es decir, para almacenar el volumen de agua que escurre en exceso, en las temporadas de lluvia para posteriormente usarlos en las épocas de sequía.

En el presente caso este volumen será almacenado en el tanque de regulación, para posteriormente desfogarlo hacia la red de alcantarillado municipal, los volúmenes a graficar serán los volúmenes de entrada al tanque de retención que son generados por el aguacero, los volúmenes de salida del sistema de regulación, contra el tiempo en minutos que dure el aguacero. Los datos a utilizar son los que se presentan en la tabla IX, y cuya grafica se muestra en la figura 15.

Figura 15. **Diagrama de doble masa del volumen de entrada y salida**



Fuente: elaboración propia.

4.5.2. Por medio del algoritmo del pico secuente

Se basa en la misma idea de Rippl, pero tiene la ventaja que es más fácil de usar, basándose en una serie de volúmenes de entrada X_i y de salida D_i , los cuales serán los volúmenes de entrada y de salida que genera el aguacero, los resultados se muestran en la siguiente tabla XVI.

Donde: T = lapso en minutos
 X_i = volumen de entrada en metros cúbicos
 D_i = volumen de salida en metros cúbicos
 $(X_i - D_i)$ = entrada neta tanque
 S = entrada neta acumulada o almacenamiento

Tabla XVI. **Algoritmo pico secuente**

T (minutós)	X_i	D_i	$S=(X_i - D_i)$	%volumen almacenado.
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	2,22	0,31	1,91	2,69
6,00	8,88	1,40	7,48	10,56
9,00	19,95	3,18	16,77	2,68
12,00	35,3	5,74	29,69	41,93
15,00	50,91	8,65	42,26	59,68
18,00	61,98	11,44	50,54	71,38
21,00	68,64	14,07	54,52	77,00
24,00	70,80	16,25	54,55	77,05

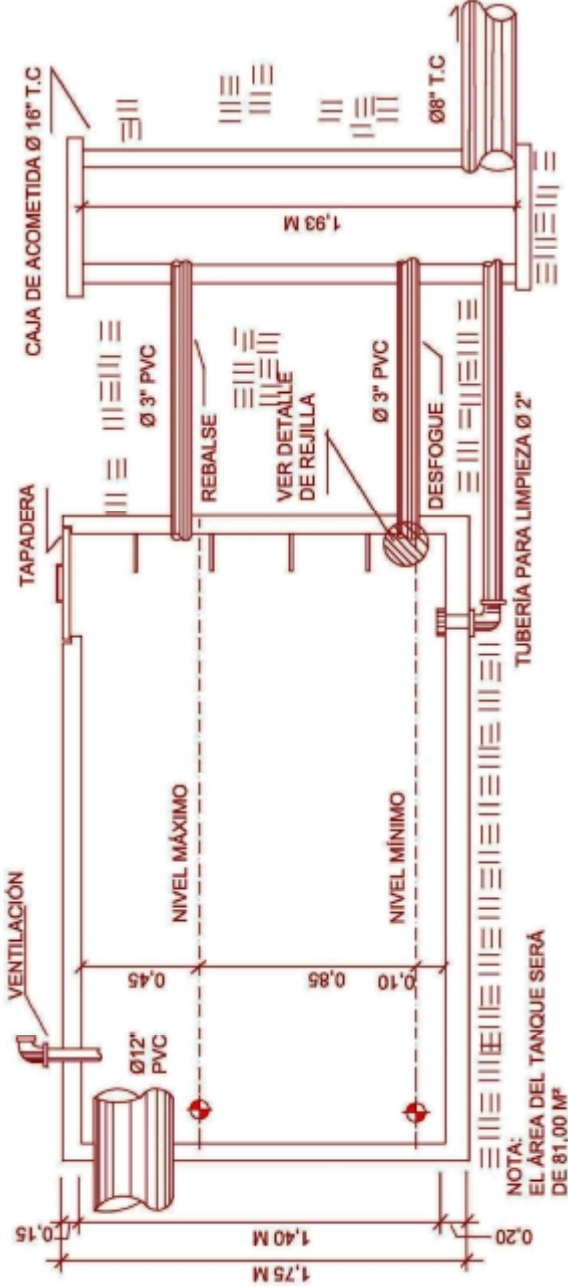
Fuente: elaboración propia.

5. DETALLES DEL SISTEMA DE REGULACIÓN DE CAUDAL

A continuación se presentan diferentes opciones en el diseño del desfogue que se puede implementar en el tanque de regulación de caudal pluvial. Los detalles de desfogues son los siguientes:

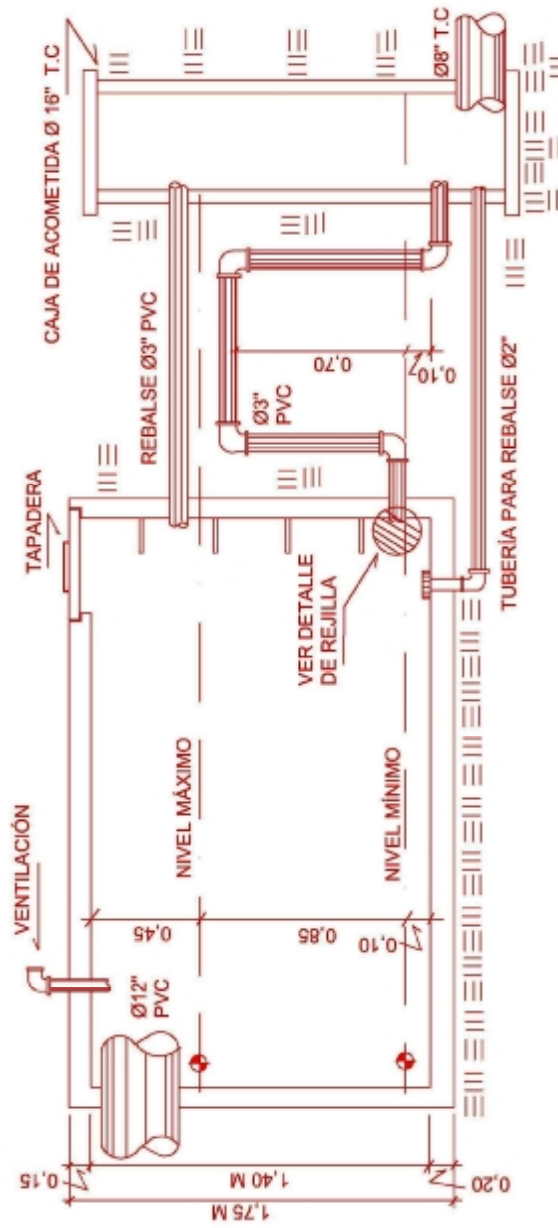
- Detalle tanque de regulación con desfogue por gravedad (ver figura 16)
- Detalle de tanque de regulación con desfogue por sifón (ver figura 17)
- Detalle de tanque de regulación con desfogue por bomba de impulsión (ver figura 18)
- Detalle de rejilla (ver figura 19)

Figura 16. Detalle tanque de regulación con desfogue por gravedad



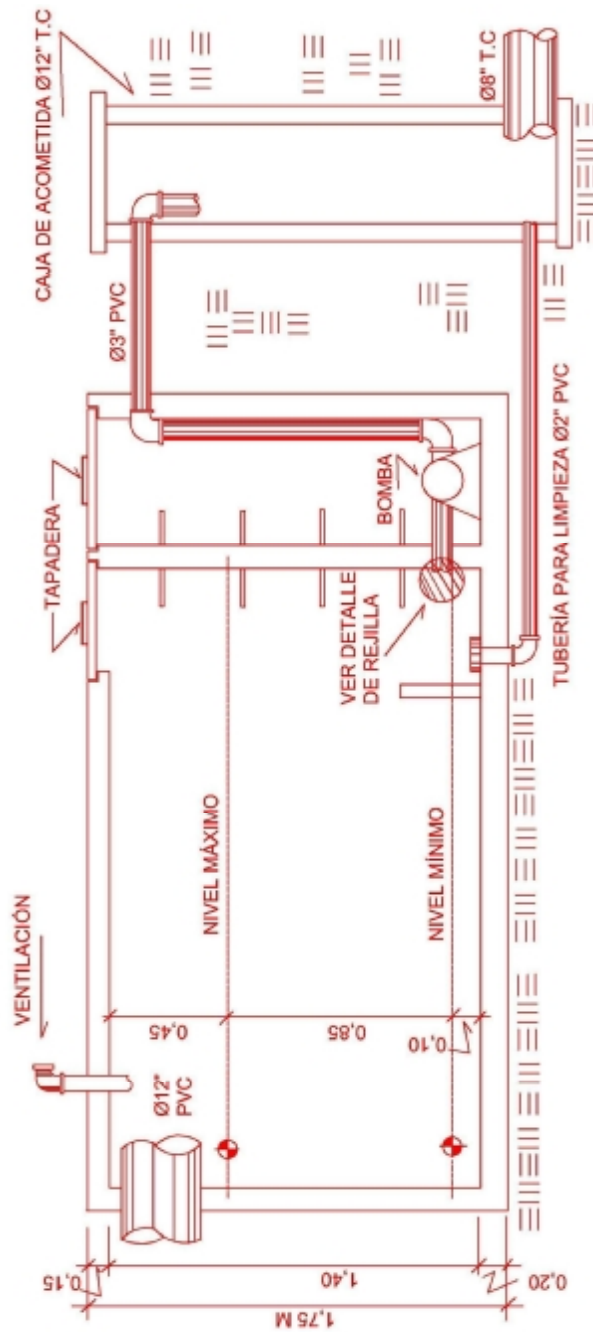
Fuente: elaboración propia.

Figura 17. Detalle de tanque de regulación con desfogue por sifón



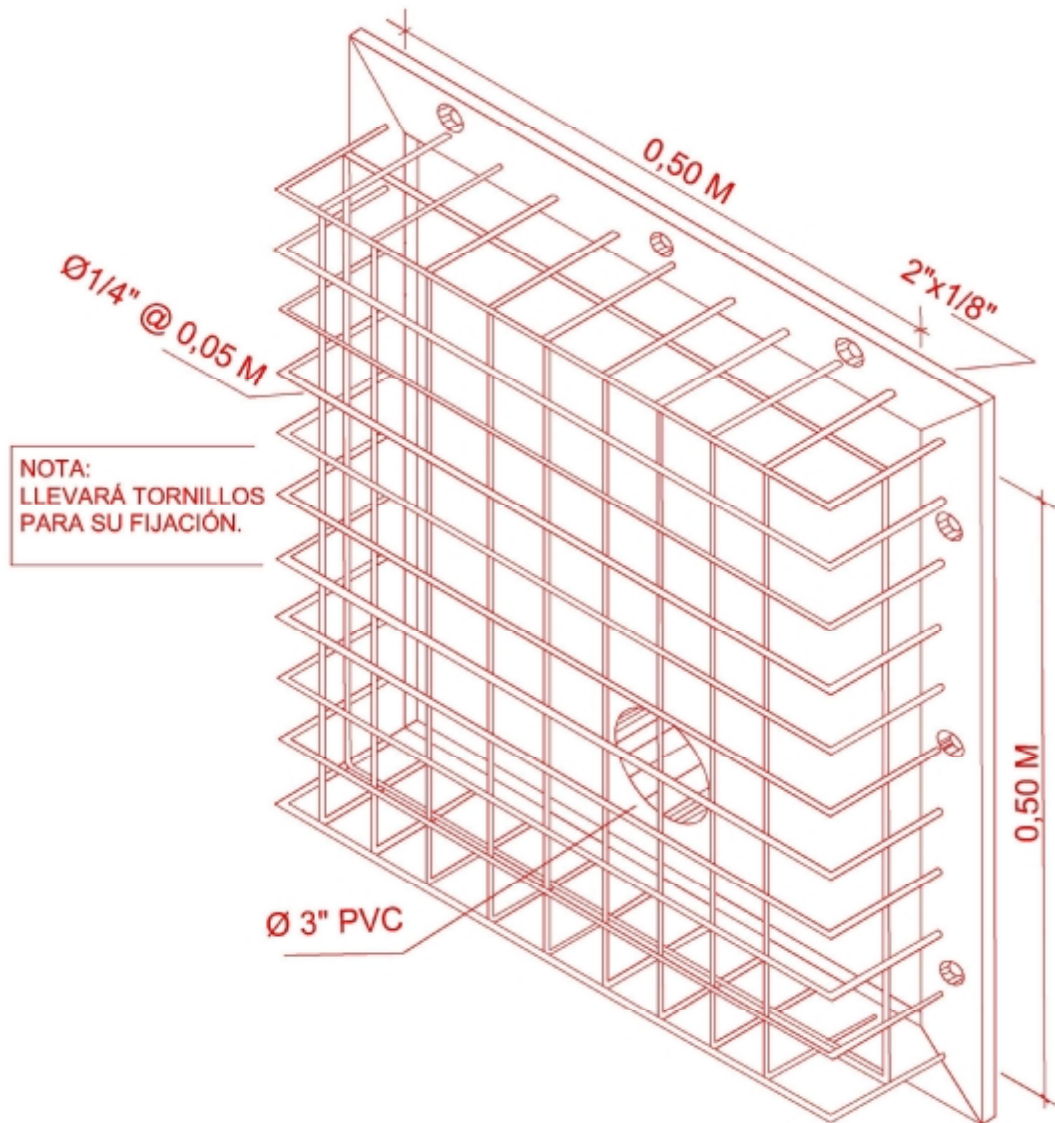
Fuente : elaboración propia.

Figura 18. **Detalle tanque de regulación con desfogue por bomba de impulsión**



Fuente: elaboración propia.

Figura 19. Detalle de rejilla



Fuente: elaboración propia.

La rejilla mostrada (ver figura 19) se colocará en la boca del tubo de desfogue para garantizar que elementos extraños ingresen al mismo, evitando así que el tubo sufra taponamiento. Esta rejilla se colocará en la boca de los tubos de los diferentes desfogues mostrados (ver figura 16, 17 y 18).

6. DESFOGUE PARA REALIMENTACIÓN DEL ACUÍFERO

Son normalmente las incorporaciones de agua a mantos freáticos sobreexplotados, o bien buscando una mejora de la calidad de las aguas, o simple almacenamiento. Es lógico que para realizar esta incorporación de agua sea necesario alcanzar unas condiciones técnicas, sanitarias y económicas adecuadas como son:

- Disponer a una distancia adecuada de aguas en cantidad y calidad, teniendo en cuenta principalmente la composición química y su compatibilidad con las aguas del manto.
- Disposición de superficies de infiltración
- Tratar adecuadamente las aguas antes de infiltración, teniendo en cuenta principalmente el problema de contaminación.
- Coordinar la realimentación con la captación.
- Controlar la calidad de las aguas infiltradas y captadas.

6.1. Finalidad de la realimentación de los acuíferos

Mantener el nivel de los acuíferos debido a la explotación a la que son sometidos en zonas urbanas y la reducción de las áreas de recarga como consecuencia del cambio de uso de suelo que limita las áreas para su recarga natural.

6.2. Recarga artificial

La recarga o realimentación artificial consiste en la introducción intencionada y forzada del agua en acuífero por los sistemas siguientes:

- Desde la superficie.
- Mediante pozos, por los que se introducen agua desde la superficie.

Deben tenerse en cuenta los siguientes principios:

- Recargar agua es mucho más difícil que extraer agua, las partículas sólidas arrastradas o generadas producen una colmatación, que en ocasiones puede ser semipermanente o permanente. La recarga exige un agua razonablemente limpia, a veces incluso más que para usos potables.
- Deben preverse medios naturales o artificiales para evitar la colmatación y éstos deben ser sencillos.
- Conviene que los materiales que produce la colmatación no penetren en el medio, a fin de facilitar su eliminación.
- El agua de recarga debe tener una calidad química, física, biológica, y radiológica apropiada para no contaminar el acuífero.
- La recarga artificial es costosa, en especial en cuanto a mantenimiento.
- Para la recarga artificial se requiere una fuente de agua apropiada.

6.3. Método de recarga artificial de pozos

Se propone disponer de un pozo de absorción para la recarga artificial del acuífero, el cual ira conectado al tanque de regulación para que este reciba el caudal que el tanque desfoga, como se muestra en la figura 20.

6.4. Pozos de absorción

Consisten en excavaciones, normalmente cilíndricas, de profundidades variables, que pueden estar rellenas o no de material y permitan infiltrar el agua de lluvia directamente al suelo en espacios reducidos. Esta técnica tiene la ventaja de poder ser aplicada en zonas en las cuales el estrato superior del suelo es poco permeable, como es el caso de zonas altamente urbanizadas, o de superficies de terreno impermeabilizadas, pero que tienen capacidades importantes de infiltración en las capas profundas del suelo.

El funcionamiento hidráulico se puede resumir, de la siguiente manera, el ingreso del agua proveniente de la tormenta al pozo de absorción, la que se puede efectuar a través de la superficie o desde redes de conductos. Una vez que el agua ingresa al pozo, se almacena temporalmente, dependiendo de las características de la tormenta y del tipo de suelo, para posteriormente ser evacuada mediante infiltración, siendo los objetivos principales:

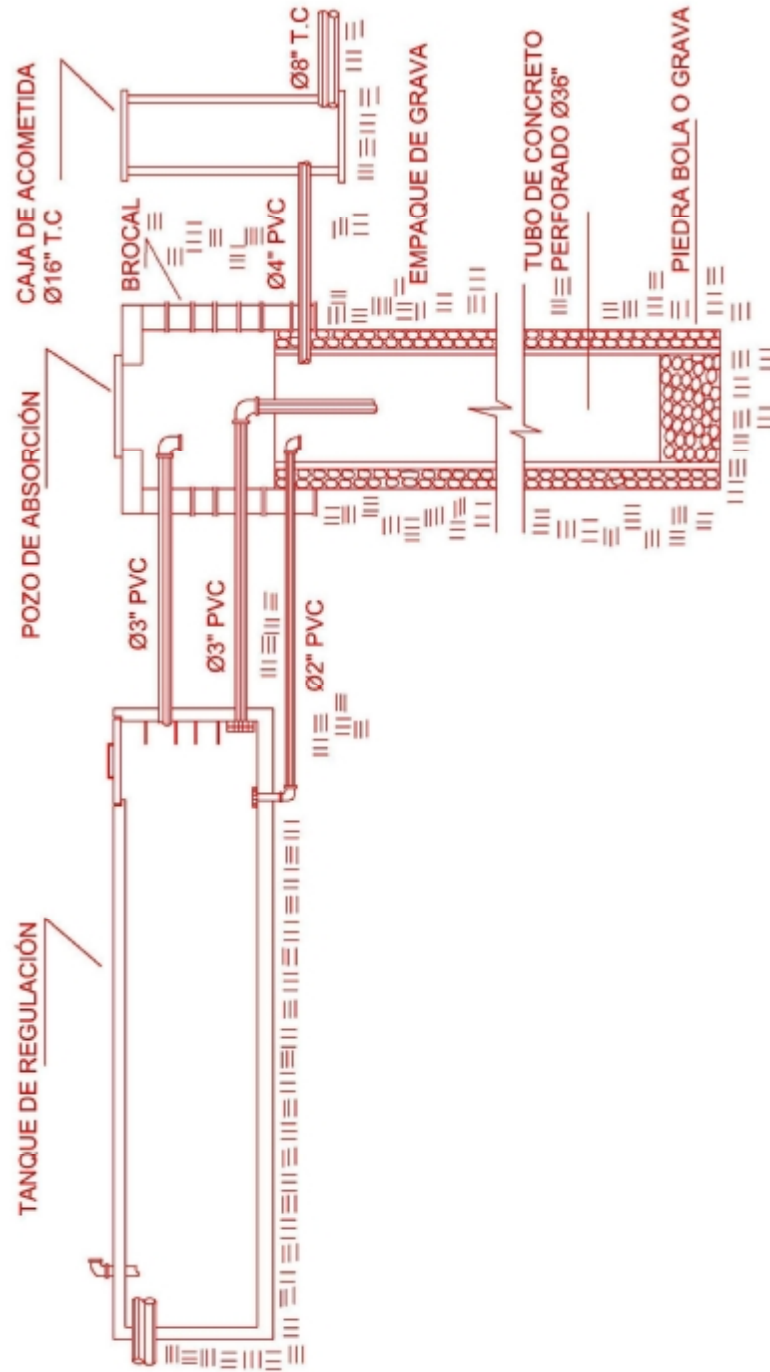
- Disminuir el caudal máximo
- Disminuir el volumen escurrido
- Recargar el nivel freático de agua subterránea

Es posible combinar los pozos de absorción con otras alternativas, tales como tanques de regulación.

6.5. Recarga por medio de pozos de absorción

Con el caudal y el volumen determinado del área que se analizó correspondiente a los lotes 4 y 5, la que genera un caudal $Q_d = 0,0983$ metros cúbicos/segundo. Se plantea como una opción de desfogue de dicho caudal el cual se almacenará en el tanque de regulación, esta puede ser la de recarga de acuíferos, teniendo presente que los parámetros dados en este análisis son para el tanque de regulación, por tanto para el pozo de absorción se deberán hacer los estudios y cálculos correspondientes para dicho pozo, cuidando de seguir las normas y parámetros de diseño de los mismos. En la figura 20 se muestra el tanque de regulación y la conexión hacia el pozo de absorción, este a su vez ésta conectado hacia la caja de acometida.

Figura 20. Recarga del acuífero por medio del tanque de regulación



Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. En el área urbana en estudio se pudo determinar que existe un incremento del caudal actual con relación al caudal de diseño original, por lo tanto existe una sobrecarga en la red de alcantarillado del sector. Este incremento de caudal puede almacenarse para su posterior desfogue hacia la red de alcantarillado en forma regulada. Los factores como cambio de uso de suelo e intensidades de lluvia altas pueden influir en la sobrecarga de la red de alcantarillado de otras zonas urbanas.
2. El sistema de tanque de regulación de caudal pluvial es aplicable en la zona urbana en estudio, en esta área se genera un caudal pluvial mayor al del diseño original, el cual afectará a la red de alcantarillado, propiciando que ésta trabaje con caudales mayores a la capacidad de diseño original. Este sistema de regulación de caudal consiste en el almacenamiento de los caudales máximos generados por un aguacero intenso, a fin de minimizar el caudal de desfogue al cuerpo receptor sobre el cual se desfogará.
3. Los sistemas de regulación de caudal pluvial requieren de un almacenamiento previo del caudal generado por las descargas de dicho almacenamiento; y se pueden clasificar de la siguiente manera, con desfogue por gravedad, con desfogue por sifón, con desfogue por bomba de impulsión.

4. Los caudales que generan los sistemas de regulación se pueden usar, entre otras, como alternativa para la recarga de acuíferos.

RECOMENDACIONES

1. Los factores como cambio de uso de suelo e intensidades de lluvia altas pueden influir en la sobrecarga de la red de alcantarillado de otros sectores del área metropolitana. Teniendo en consideración que el factor que se puede controlar es el cambio de uso de suelo no se debe permitir que las zonas urbanas permeables cambien a zonas urbanas impermeables y si esto sucede se debe realizar un estudio analítico sobre la posibilidad del cambio de uso de suelo.
2. Para la implementación del tanque de regulación de caudal pluvial es conveniente considerar un área con las dimensiones apropiadas, tener conocimiento de la altura de la caja de acometida y la cota invert de la tubería de conexión de la caja de acometida domiciliar hacia la red de alcantarillado municipal.
3. Para la implementación del desfogue del tanque de regulación de caudal pluvial se debe tomar en consideración lo siguiente: para el desfogue por gravedad, que la altura del tanque esté por encima de la cota invert de la tubería de la caja de acometida que la conecta hacia la red de alcantarillado municipal; el desfogue por sifón, donde exista un obstáculo entre el tanque de regulación y la caja de acometida domiciliar. Por impulsión por medio de una bomba donde el tanque quede debajo de la cota invert de la tubería de la caja de acometida que conecta hacia la red de alcantarillado municipal.

4. Se hace necesario realizar en el tanque de regulación de caudales un mantenimiento periódico, ya que esto es esencial para un buen funcionamiento del mismo, con el fin de remover cualquier basura o elemento extraño que ingrese al sistema, perjudicando el funcionamiento del mismo.

BIBLIOGRAFÍA

1. *Anuario del Colegio de Ingenieros de Guatemala: Normas Generales para el Diseño de Redes de Alcantarillado*. Guatemala: CIG, 1987. 146 p.
2. APARICIO MIJARES, Francisco J. *Fundamentos de hidrología de superficie*. México D.F: Limusa, 1989. 303 p. ISBN 968-18-3014-8.
3. Arroyos de Barranquía: *técnicas de infiltración*. [En línea] [Consulta: 12 de septiembre de 2008. http://www.arroyosdebarranquia.org/escuela/Técnicas_Infiltración.html.].
4. AZEVEDO, Netto; ACOSTA ALVAREZ, Guillermo. *Manual de Hidráulica*. Acosta Álvarez, Guillermo (trad.); Ortiz Fimbres, Carlos Alfonso; Carriazo Paz, Eduardo (rev. tec.). 6a ed. México D.F: Harla, 1976. 578 p.
5. Empresa Municipal de Agua. *Expediente G.2, z.15, a.2: línea de distribución Vista Hermosa I-III*. Guatemala: EMPAGUA, 1973. 66 folios.
6. _____ . *Expediente G.1, z.15, d.1: drenaje*. Guatemala: EMPAGUA, 1973.

7. FAIR GORDON, Maskew; GEYER, John Charles; OKUN, Daniel Alexander A. *Abastecimiento de aguas y remoción de aguas residuales*. Volumen I. Ayanegui, Salvador J. (trad.). México D.F: Limusa-Wiley, .197. 764 p. Registro 121, Comofort 58.
8. Guatemala. Municipalidad de Guatemala. *Plan de Ordenamiento Territorial: Acuerdo COM-030-08*. 2008. p. 10-11.
9. _____ . *Reglamento para diseño y construcción de drenajes*. Guatemala: EMPAGUA, 1972. p 12-13.
10. HERNÁNDEZ MUÑOZ, Aurelio. Realimentación de acuíferos En: *Abastecimiento y distribución de agua*. Madrid: Paraninfo. 1993. p. 306-310.
11. Instituto Nacional de Vulcanología, Meteorología e Hidrología. *Estudio de Intensidades de Precipitaciones en la República de Guatemala*. Guatemala: INSIVUMEH, 2002. 95 p.
12. LINSLEY, Ray K. Jr.; KOHELER, Max A.; PAULHUS, Joseph L.H. *Hidrología para Ingenieros*. Serra, Miguel, (trad.). Madrid: Del Castillo, 1967. 350 p.
13. LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Fundamentos de hidrología de superficie*. 2a ed. México D.F: Alfa Omega, 2000. 388 p. ISBN 970-15-0402-X.

14. STREETER, Víctor L.; WYLIE, Benjamín E. *Mecánica de los fluidos*.
González Cervantes de Gortari, Jaime (trad.). 6a ed. Bogotá:
McGraw-Hill, 1981. 775 p. ISBN 98-0046-31-3.

ANEXOS

Anexo 1. **Áreas de la manzana N**

Lote	Área m ² .
1	740,03
1A	351,82
2	764,25
2A	360,75
3	759,13
3A	360,75
4	753,88
4A	371,13
5	748,63
5A	376,38
6	743,50
6A	81,50
7	738,63
7A	386,37
8	755,2
8A	398,8
41	973,50
9A	551,50
42	986,70
10A	498,30
11	697,71
11A	337,3
12	697,98
12A	337,3
13	692,43
13A	342,57
14	680,69
14A	354,15
15	665,85
15A	369,15
16	735,89
16A	858,26
Total	18 470,03

Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista
Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15-20.

Anexo 2. **Áreas de la manzana M**

Lote	Área m ² .
1	1 561,46
50	1 375,00
49	1 375,00
48	1 375,00
47	1 375,00
46	1 375,00
45	1 375,00
44	1 375,00
43	1 375,00
42	1 375,00
41	1 375,00
40	1 375,00
39	1 375,00
38	1 375,00
37	1 375,00
36	1 375,00
35	1 375,00
34	1 711,02
Total	25 272,48

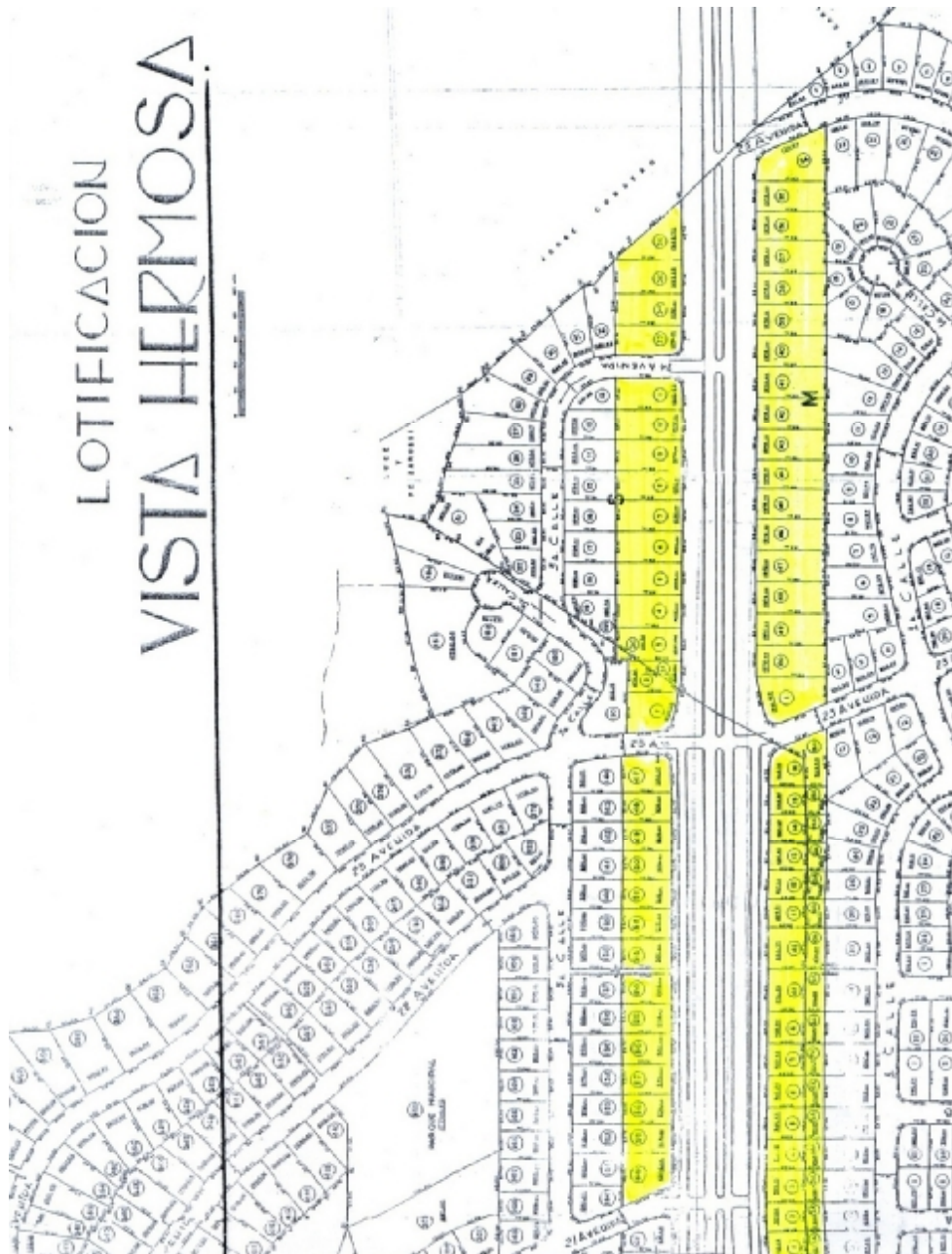
Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15-20.

Anexo 3. Áreas de la manzana S

Lote	Área m ² .	Lote	Área m ² .
1	1 230,39	60	1 898,52
2	670,92	59	885,00
2 ^a	442,56	58	885,00
3	1 273,26	57	885,00
3 ^a	101,74	56	885,00
4	1 375,00	55	885,00
5	1 375,00	54	885,00
6	1 375,00	53	885,00
7	1 375,00	52	885,00
8	1 375,00	51	885,00
9	1 375,00	50	885,00
10	1 375,00	49	885,00
11	1 375,00	48	885,00
33	1 353,54	47	1 162,12
34	1 375,00		
35	1 490,50		
36	1 362,78		
Total	20 300,69	Total	13 860,64

Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15-20.

Anexo 4. **Área original en análisis**



Fuente: empresa Municipal de Agua, expediente G.2, z.15, a.2 línea de Distribución Vista Hermosa I-III, archivo técnico, folio 15-20.