



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**Facultad de Tecnología de la Construcción**

Monografía

**“DISEÑO DEL SISTEMA HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN LOS  
ALTOS DE LAS JAGÜITAS DISTRITO V - MANAGUA, AÑO 2017”**

Para optar al Título de Ingeniero Civil

**Elaborado por**

**Br. Jeyner Calero Vivas**

**Br. Christopher Agustín Talavera Balmaceda**

Tutor:

**Ing. María Elena Baldizón Aguilar.**

Managua, Marzo 2019

## **DEDICATORIA**

- A Dios creador de la materia y la vida, quien me brinda la fortaleza para luchar por los objetivos que me planteo.
- A mis hermanos María Emilia Dávila y John Lenin Méndez, por haberme brindado su apoyo moral.
- A mi madre por el apoyo que me brindó cuando lo necesité.
- A la empresaria Dina Ruiz por haberme brindado su amistad y confianza.

### **Jeyner Calero Vivas**

- A Dios, por el don de la vida y permitirme cumplir mis metas.
- A mi madre Martha Balmaceda Gutiérrez por toda su comprensión, cariño y apoyo incondicional.
- A mi hermano y mi padre por sus palabras de aliento y su apoyo moral en este largo camino.
- A Hna. María Angelina Alvarado O. por su amistad y confianza.
- A mi hijo y mi pareja por ser fuente de inspiración.

### **Christopher Agustín Talavera Balmaceda**

## **AGRADECIMIENTOS**

- A Dios dador de vida, sabiduría, paciencia y fortaleza.
  
- A nuestros padres por el apoyo moral y económico que nos brindaron.
  
- A las siguientes personas que nos apoyaron a lo largo de la creación del presente Monografía.
  - Ing. María Elena Baldizón, Tutora de la Monografía.
  
  - Dr. Oscar Gutiérrez Somarriba. Decano FTC, UNI.
  
  - Ing. Mario Castellón, consultor
  
  - Lic. Javier de la Calle, Gerente General INSA
  
  - Sr. Johnny, laboratorista
  
- A todas las personas y profesores que tuvieron la amabilidad, paciencia, de enseñarnos y guiarnos a lo largo de todos estos años de estudio.

**Jeyner Calero Vivas**

**Christopher Agustín Talavera Balmaceda**

## RESUMEN EJECUTIVO

Este trabajo describe la forma como fueron diseñados, los sistemas hidrosanitarios para la urbanización Los Altos de las Jagüitas, ubicada en el distrito V de la Ciudad de Managua, el proyecto involucra un área de 34,403.27 metros cuadrados, con una cobertura de 100%, beneficiando a 786 habitantes, para un período de diseño 20 años para los sistemas básicos (agua potable, servicios sanitarios).

Se analizaron distintos sistemas de tratamiento de aguas residuales compactos, seleccionando el más eficiente, conjuntamente, se diseñó un sistema de infiltración rápida que permita la percolación de aguas procedentes de la red de recolección de agua pluvial, más la originada en la planta de tratamiento de agua residual. Se explica la metodología empleada, resultados y conclusiones.

Los modelos teóricos empleados en los diseños fueron apoyados por leyes físicas, fundamentos hidrosanitarios, estructurales, mecánica de suelo y normas nacionales e internacionales, tales como "Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99)", "Guías Técnicas Para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales", "Reglamento de Drenaje Pluvial para la Ciudad de Managua", "la circular 22 de la FHWA", para diseño y revisión de cunetas y tragantes, "Reglamento Nacional de la Construcción RNC-2017", "El ACI 350" (comité 350 del Instituto Americano del Concreto), para el diseño estructural de los tanques.

Los procedimientos metodológicos planteados en el diseño de los sistemas de alcantarillados son representados por un ejemplo individual del proyecto en donde se aplican las ecuaciones y parámetros expuestos por las normativas correspondientes.

La red de agua potable local se, conectará a la red pública de agua que pertenece a ENACAL. Se proporcionará servicio a 131 casas, mediante una tubería de 100, 50 y 38 mm de PVC SDR-26, con un total de 817.4 metros lineales, divididos en 178.15 m, 534.19 m y 105.1 m, respectivamente.

La red de alcantarillado sanitario seleccionada es de tipo simplificado y separada del alcantarillado pluvial. Tiene una longitud total de 708.1 m con tuberías de Cloruro de Polivinilo (PVC), SDR-41 de 150 mm (6") para los ramales y colectora.

El sistema de tratamiento para las aguas residuales consta de cuatro fases, la primera, será de pretratamiento equipada con canal de entrada, reja de limpieza manual y desarenador de flujo horizontal, la segunda etapa será por medio de un tanque Imhoff, la tercera implementará un filtro Anaeróbico de flujo ascendente (FAFA), y por último se infiltrará el agua resultante a través de un pozo de absorción.

El sistema de drenaje pluvial se compone de obras de captación y conducción; tragantes de gaveta, cunetas, tuberías y pozos de visita. La escorrentía resultante del área de la urbanización partirá de los pozos PVP-1 y PVP-5, hacia los campos de absorción.

Para evitar posibles daños en temporada de inundación, se incrementará la altura de la terraza, del área frontal, se construirán muros perimetrales, que impedirán el acceso de escorrentías procedentes de áreas aledañas.

## ÍNDICE

CAPÍTULO I. GENERALIDADES .....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes .....	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos .....	4
1.4.1. Objetivos generales.....	4
1.4.2. Objetivos específicos.....	4
CAPÍTULO II. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	5
2.1. Localización.....	5
2.2. Características físicas y naturales del área .....	6
2.2.1. Clima .....	6
2.2.2. Precipitación y vientos.....	7
2.2.3. Humedad.....	7
2.2.4. Topografía .....	7
2.3. Servicios básicos.....	8
2.3.1. Agua potable .....	8
2.3.2. Sistema de transporte y tratamiento de aguas servidas.....	9
2.3.3. Energía.....	9
2.3.4. Transporte .....	9
2.3.5. Telecomunicaciones.....	9
CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO .....	10
3.1. Periodo de diseño .....	10
3.2. Población de diseño .....	10
3.3. Sistema de distribución agua potable.....	10
3.3.1. Generalidades .....	10
3.3.2. Redes de distribución de agua potable .....	11
3.3.2.1. Clasificación .....	11
3.3.2.2. Tipos de redes.....	11
3.3.2.2.1. Redes abiertas .....	11
3.3.2.2.2. Redes cerradas .....	12
3.3.3. Válvulas.....	12
3.4. Sistema de alcantarillado sanitario.....	12
3.4.1. Aguas residuales .....	13
3.4.1.1. Tipos de aguas residuales.....	13
3.4.1.1.1. Aguas residuales domésticas.....	13

3.4.1.1.2. Agua residual, municipal o mixta.....	13
3.4.1.1.3. Agua residual industrial .....	14
3.4.1.2. Características de las aguas residuales domesticas.....	14
3.4.1.2.1. Parámetros orgánicos .....	14
3.4.1.2.2. Parámetros inorgánicos.....	15
3.4.1.2.3. Carga o grado de contaminación biológica .....	16
3.4.1.3. Cantidad de agua residual.....	16
3.4.1.3.1. Gasto promedio.....	16
3.4.1.3.2. Gasto máximo y mínimo.....	17
3.4.1.3.3. Gasto de infiltración.....	17
3.4.2. Redes de alcantarillado sanitario .....	17
3.4.2.1. Tipos de redes.....	18
3.4.2.1.1. Ramal.....	18
3.4.2.1.2. Colectora .....	18
3.4.3. Tratamiento de aguas residuales .....	18
3.4.3.1. Procesos de tratamiento.....	18
3.4.3.1.1 Procesos aeróbicos .....	18
3.4.3.1.2. Procesos anaeróbicos .....	19
3.4.3.2. Etapas de tratamiento .....	19
3.4.3.2.1. Tratamiento preliminar.....	20
3.4.3.2.2. Tratamiento primario .....	20
3.4.3.2.3. Tratamiento secundario .....	21
3.4.3.3. Disposición final .....	22
3.4.3.3.1 Disposición de líquidos.....	22
3.4.3.3.2. Disposición de gases.....	22
3.4.3.3.3. Disposición de lodos.....	23
3.4.3.4. Calidad de descargas a cuerpos receptores .....	23
3.5. Sistema de alcantarillado pluvial .....	24
3.5.1. Origen del agua pluvial.....	25
3.5.2. Cantidades de agua pluvial .....	25
3.5.2.1. Cálculo de caudales .....	25
3.5.2.1.1. Coeficiente de escorrentía.....	26
3.5.2.1.2. Intensidad de lluvia.....	26
3.5.2.1.3. Áreas de drenaje .....	26
3.5.3. Obras de drenaje.....	27
3.5.3.1. Cunetas y tragantes .....	27
3.5.3.1.1. Tipos de tragantes.....	28
3.5.3.1.2. Diseño de cunetas y tragantes .....	29

3.5.3.2. Conductos .....	29
3.6. Obras de infiltración .....	30
3.6.1. Infiltración .....	30
3.6.1.1. Velocidades de infiltración .....	31
3.6.2. Pozos de infiltración .....	32
3.7. Clasificación de los suelos .....	32
3.7.1. Clasificación según (AASHTO M-145) .....	32
3.7.2. Clasificación según (ASTM D-2487).....	36
3.7.2.1 Clasificación unificada de suelos (USCS) .....	36
 CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA .....	 38
4.1. Estudios generales .....	38
4.1.1. Recopilación de información .....	38
4.1.2. Levantamiento topográfico .....	38
4.1.3. Análisis del mapeo de inundación .....	38
4.1.4. Pruebas de presión estática .....	39
4.1.5. Estudio de suelo .....	40
4.1.5.1. Sondeos manuales.....	40
4.1.5.2. Pruebas de infiltración .....	40
4.2. Sistema de distribución agua potable.....	41
4.2.1. Trazado .....	41
4.2.2. Población de diseño .....	41
4.2.2.1. Modelo geométrico .....	41
4.2.2.2. Modelo de saturación de población.....	42
4.2.3. Nivel de servicio .....	42
4.2.4. Consumo de agua y sus variaciones.....	43
4.2.4.1. Clasificación de los barrios.....	43
4.2.4.2. Agua para riego en áreas verdes .....	44
4.2.4.3. Agua para incendios.....	44
4.2.4.4. Variaciones de consumo .....	45
4.2.5. Parámetros de diseño red de distribución de agua potable.....	46
4.2.5.1 Velocidades.....	46
4.2.5.2 Presiones .....	46
4.2.5.3 Diámetro mínimo .....	46
4.2.5.4 Coeficiente de rugosidad de Hazen & Williams “C” .....	47
4.2.5.5 Cobertura mínima.....	47



4.2.6. Análisis hidráulico de la red.....	47
4.2.6.1. Casos de análisis de red .....	48
4.3. Sistema alcantarillado sanitario.....	49
4.3.1. Periodo de diseño .....	49
4.3.2. Trazado de la red .....	49
4.3.3. Gasto de agua.....	50
4.3.3.1. Caudales .....	50
4.3.4. Hidráulica de las alcantarillas .....	50
4.3.4.1 Fórmula de Manning.....	51
4.3.4.2 Tensión de arrastre .....	52
4.3.5. Parámetros de diseño .....	52
4.3.5.1 Diámetro mínimo de tubería .....	52
4.3.5.2 Tirantes máximos .....	52
4.3.5.3 Velocidades permisibles.....	52
4.3.5.4 Pérdida de carga adicional .....	52
4.3.5.5 Ubicación de tuberías.....	53
4.3.5.6 Ángulos entre tubería .....	53
4.3.5.7 Pozos de visita y dispositivos de inspección .....	53
4.3.5.8 Cobertura sobre tuberías.....	53
4.3.6. Comportamiento hidráulico de la red.....	54
4.4. Tratamiento de aguas residuales .....	54
4.4.1. Estudio de alternativas de tratamiento .....	54
4.4.2. Variables de análisis .....	55
4.4.3. Diseño de alternativas .....	56
4.4.3.1 Rejas de limpieza manual .....	56
4.4.3.2 Desarenador.....	58
4.4.3.3 Tanque séptico.....	61
4.4.3.4 Tanque imhoff .....	62
4.4.3.5 Filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA) .....	65
4.4.3.6 Biofiltro de flujo subsuperficial .....	66
4.4.3.7 Pozos de absorción.....	68
4.5. Sistema de alcantarillado pluvial .....	69
4.5.1. Trazado .....	69
4.5.2. Cantidades de agua .....	69
4.5.3. Comportamiento hidráulico de la red.....	71

4.5.4. Hidráulica de alcantarillas.....	72
4.5.4.1 Coeficiente de rugosidad.....	72
4.5.4.2 Diámetro mínimo .....	72
4.5.4.3 Pendiente mínima .....	72
4.5.4.4 Velocidades permisibles.....	72
4.5.4.5 Cambio de diámetro .....	72
4.5.4.6 Cobertura sobre tuberías.....	72
4.5.4.7 Pozos de visita y dispositivos de inspección .....	73
4.5.5. Diseño de cunetas y tragantes .....	73
4.5.5.1. Revisión y diseño de cunetas.....	74
4.5.5.2. Capacidad de intercepción del tragante .....	74
4.5.6. Diseño de pozos de infiltración.....	76
4.5.6.1. Ubicación de Pozos.....	77
4.5.6.2. Parámetros de descarga a pozos de infiltración.....	77
Modelo de cálculo de campo de infiltración.....	78
<b>CAPÍTULO V. CALCULOS Y RESULTADOS .....</b>	<b>80</b>
5.1. Población de diseño .....	80
5.2. Sistema de distribución agua potable.....	80
5.2.1. Redes de distribución.....	80
5.2.1.1. Distribución de nodos y tuberías .....	80
5.2.1.2. Caudales de salida en nodos .....	81
5.2.1.3 Análisis hidráulico de red.....	82
5.2.1.3.1. Simulaciones en EPANET .....	82
5.3. Alcantarillado sanitario .....	84
5.3.1. Gastos .....	84
5.3.2. Análisis hidráulico de la red.....	84
5.3.3. Tratamiento de aguas residuales .....	87
5.3.3.1. Selección del sistema de tratamiento .....	87
5.3.3.1.1. Pretratamiento.....	90
5.3.3.1.2. Tratamiento primario .....	92
5.3.3.1.3. Tratamiento secundario.....	94
5.3.3.1.4. Disposición final .....	95
5.4. Sistema de alcantarillado pluvial .....	96
5.4.1. Análisis del mapeo de inundación .....	96
5.4.2. Caudales .....	96

5.4.2. Comportamiento hidráulico del sistema pluvial .....	99
5.4.2.1. Revisión de la capacidad de las cunetas.....	99
5.4.2.2. Revisión de tragantes.....	100
5.4.2.3. Comportamiento hidráulico de la red pluvial.....	101
5.4.2.4. Cálculos topográficos de la red pluvial .....	102
5.4.3. Cálculo de campos de absorción .....	103
5.5. Obras propuestas.....	104
5.5.1 Agua potable .....	104
5.5.2. Alcantarillado sanitario .....	104
5.5.2.1. Redes sanitarias.....	104
5.5.2.2. Tratamiento .....	105
5.5.3. Alcantarillado pluvial.....	106
<b>CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>107</b>
<u>6.1.</u> Conclusiones.....	107
<u>6.2.</u> Recomendaciones.....	108
 Bibliografía .....	 110
 ANEXOS .....	 I
A. Presiones en el punto de acople.....	I
B. Estudio de suelos.....	II
B.1. Sondeos manuales .....	II
B.2. Pruebas de infiltración.....	VI
C. Plan de conexión y diámetro de la cometida .....	VII
D. Diseño estructural de tanques de sedimentación .....	IX
D.1. Normas de diseño a usar.....	IX
D.1.1. Partes de RNC-2017.....	IX
D.1.2. Partes del ACI 350.....	IX
D.1.3. Partes del ACI 318.....	X
D.2. Métodos de diseño .....	X
D.2.1. Diseño por el método de la PCA.....	XII
D.2.1.1. Criterios de diseño.....	XIV
D.2.2. Diseño por el método del voladizo .....	XVI
D.2.2.1. Criterios de diseño.....	XXI
D.3. Resultado del diseño estructural de tanques Imhoff y FAFA .....	XXIV
D.3.1. Memoria de Cálculo de Tanque FAFA.....	XXIV

E. Resumen del estudio hidrológico y modelación hidráulica en el terreno donde se ubicará la Urbanización Altos de Las Jagüitas .....	XXX
E.1. Generalidades.....	XXX
E.2. Cálculo del caudal de diseño .....	XXXI
E.3. Análisis de la huella de inundación .....	XXXII
F. Especificaciones técnicas .....	XXXVI
F.1. Calidades de tubos y accesorios.....	XXXVI
F.1.1. Pruebas de tuberías .....	XXXVII
F.2. Compactación .....	XXXVIII
F.3. Preparación y ancho de zanjas .....	XXXVIII
F.4. Colocación de tuberías.....	XXXVIII
F.5. Conexiones domiciliarias .....	XXXVIII
F.6. Protección de obras no terminadas.....	XXXIX
G. Operación y mantenimiento.....	XXXIX
G.1. Operación y mantenimiento de redes.....	XXXIX
G.2. Operación y mantenimiento del sistema de tratamiento .....	XL
G.3. Operación y manteniendo de pozos .....	XLI
APENDICE .....	XLII
H. Planos.....	XLVI

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Macro localización del proyecto .....	5
Figura 2. Micro localización del Proyecto. ....	6
Figura 3. Perfil del terreno dirección norte-sur “Los Altos de las Jagüitas” .....	8
Figura 4. Perfil del terreno dirección este-oeste “Los Altos de las Jagüitas .....	8
Figura 5. Esquema de alcantarillad simplificado. ....	17
Figura 6. Tipo de entradas de tragantes .....	28
Figura 7. Variación del límite líquido e índice de plasticidad .....	34
Figura 8. Localización de áreas que afectan el proyecto. ....	39
Figura 9. Ejemplo de áreas tributarias.....	70
Figura 10. Curvas IDF de la estación meteorológica del aeropuerto.....	70
Figura 11. Configuración de la abertura de entrada al tragante. ....	75
Figura 12. Distribución de nodos y tuberías. ....	81
Figura 13. Configuración del microsistema pluvial 2 .....	98

Figura 14. Carga variable o triangular, producida por acciones del agua o suelo. .....	XIII
Figura 15. Condición de tanque lleno, sin relleno de suelo. ....	XIII
Figura 16. Tanque vacío con relleno de suelo.....	XIV
Figura 17. Franja de análisis para implementar método del voladizo.....	XVII
Figura 18. Distribución de fuerza en franja de diseño. ....	XVIII
Figura 19. Componentes convectivas, impulsiva e inerciales producidas .....	XIX
Figura 20. Hietograma de lluvia con intervalos de 60 minutos .....	XXXI
Figura 21. Análisis de frecuencia de precipitación pluvial. ....	XXXI
Figura 22. Microcuenca.....	XXXIII
Figura 23. Curvas de nivel cada 0.25 m del levantamiento topográfico .....	XXXIV
Figura 24. Resultado para la modelación hidráulica del terreno en estudio. ....	XXXV

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Dotaciones de agua en base a la clasificación del barrio y densidad.....	43
Tabla 2. Velocidades en tuberías.....	46
Tabla 3. Coeficiente de rugosidad.....	47
Tabla 4. Periodos de diseño para estructuras de los sistemas de alcantarillado. .	49
Tabla 5. Coeficientes "n" de la ecuación de Mannig. ....	51
Tabla 6 Información para el diseño de rejillas de barras. ....	56
Tabla 7. Información para el diseño de desarenador de flujo horizontal. ....	58
Tabla 8. Información para el diseño de tanque séptico. ....	61
Tabla 9. Información para el diseño de tanque Imhoff. ....	62
Tabla 10. Información para el diseño filtro FAFA. ....	66
Tabla 11. Información para el diseño Humedales de flujo su superficial.....	67
Tabla 12. Resumen de cálculo de concentración de caudales por nodo. ....	82
Tabla 13. Caso 1, Consumo Máximo Hora, con presión mínima .....	83
Tabla 14. Caso 3, Analisis Consumo Máximo Día + incendio en el nodo N-1, con presión promedio en el punto de acople. ....	83
Tabla 15. Caudal de diseño por tramo. ....	84
Tabla 16. Cálculos hidráulicos de la red sanitaria .....	85

Tabla 17. Cálculos topográficos de la red sanitaria.....	86
Tabla 18. Análisis técnico económico de alternativas de sistema de tratamiento.	88
Tabla 19. Diseño de reja de limpieza manual.....	90
Tabla 20. Diseño de desarenador de flujo horizontal. ....	91
Tabla 21. Diseño de tanque Imhoff. ....	92
Tabla 22. Diseño de tanque FAFA. ....	94
Tabla 23. Diseño de Pozo de Absorción. ....	95
Tabla 24. Diseño de lecho de secado. ....	96
Tabla 25. Cálculo de escorrentía.....	97
Tabla 26. Distribución de caudales. ....	98
Tabla 27. Cálculo del caudal lleno de cuneta según FHWA.....	99
Tabla 28. Capacidad hidráulica de tragantes. ....	100
Tabla 29. Capacidad hidráulica de los conductos. ....	101
Tabla 30. Cálculos topográficos. ....	102
Tabla 31. Cálculos campos de absorción.....	103
Tabla 32. Resumen de Tuberías y accesorios. ....	104
Tabla 33. Resumen de tubería y accesorios sanitarios.....	105
Tabla 34. Resumen de obras y accesorios de la planta de tratamiento. ....	105
Tabla 35. Resumen de accesorios y obras pluviales. ....	106
Tabla 36. Prueba de presión estática.....	I
Tabla 37. Presiones registradas.....	II
Tabla 38. Análisis granulométrico muestra #1 de 24.....	II
Tabla 39. Análisis límites de consistencia muestra #1 de 24. ....	III
Tabla 40. Clasificación de la muestra #1 de 24.....	IV
Tabla 41. Resultados de análisis granulométrico.....	V
Tabla 42. Prueba de infiltración #1.....	VI
Tabla 43. Prueba de infiltración #2.....	VII
Tabla 44. Clasificación de suelo y velocidad de infiltración. ....	VII
Tabla 45. Coeficientes de Momentos verticales para $b/a = 3$ , $c/a=2$ . ....	XXVII
Tabla 46. Coeficientes de Momentos horizontales para $b/a = 3$ , $c/a=2$ . ....	XXVIII
Tabla 47. Características de las áreas aportantes ocupadas.....	XXXII

Tabla 48. Resultados hidráulicos generados en el programa HEC-RAS .....	XXXV
Tabla 49. Intensidades de precipitación por años. ....	XLII
Tabla 50. Intensidades según precipitaciones máximas. ....	XLIII
Tabla 51. Intensidades ajustadas.....	XLIII
Tabla 52. Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada . ....	XLIII
Tabla 53. Relaciones de Caudal velocidad y tirantes.....	XLV

## **CAPÍTULO I. GENERALIDADES**

### **1.1. Introducción**

En los últimos años la humanidad ha experimentado un crecimiento acelerado en la población, provocando un aumento de nuevos desarrollos urbanos, los cuales necesitan proveerse de infraestructuras que garanticen el bienestar de los habitantes que albergará.

Uno de los principales retos que enfrenta cada nueva urbanización, es la idealización del sistema hidrosanitario que responda a las necesidades de sus futuros habitantes de forma eficiente y económica, que trabaje en armonía con el medio ambiente. En Managua una de las principales preocupaciones es la protección de los acuíferos debido a que el consumo de agua potable proviene de la explotación de pozos localizados dentro del territorio de la ciudad o circundante a ésta.

Las variables que razonan la viabilidad de una urbanización son: la optimización del área en planta, la eficiencia en los servicios básicos, la armonía de las casas con el paisaje y la protección de los recursos naturales.

La Alcaldía Municipal de Managua, el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), son los principales entes gubernamentales encargados de velar por la buena organización y desarrollo sostenible en la población de este municipio. Además, están conscientes de la problemática que se ha venido desencadenando a raíz del crecimiento poblacional desordenado, que, pese a todos los esfuerzos realizados, sigue sin solucionarse.

El desarrollo de este proyecto tuvo como objetivo principal realizar el diseño del sistema de distribución agua potable, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial de la futura urbanización “Los Altos de las Jagüitas”, ubicada en el distrito V de la Ciudad de Managua.



## **1.2. Antecedentes**

En el siglo, XIX en Europa, surgieron las primeras redes de saneamiento que atendieron a la reducción de agentes infecciosos generados por la acumulación de las aguas residuales. Los primeros diseños modernos aparecieron en Hamburgo en 1842, en los cuales se consideró aspectos básicos de topografía y las necesidades de la población. Los fundamentos de estos diseños sirvieron de base y se generalizaron a inicios de los 1900, los cuales siguen vigentes en la actualidad.

La Comarca Las Jagüitas forma parte del distrito V de la Ciudad de Managua, su nombramiento data de 1980, posee una distribución poblacional de 77% urbana y 23% rural, se ubica en una zona de desarrollo urbano, donde se proyecta ejecutar y ampliar importantes obras de urbanismo tales como Las Colinas, Bruselas y Mayales. Cuenta con una vía principal llamada calle Las Jagüitas la cual comunica la comunidad de Veracruz con el casco urbano de Managua, construida en concreto hidráulico en el año 2014.

En la actualidad cuenta con el servicio de agua suministrada a través de líneas que circundan la calle principal, éste ofrece buena calidad en presión y velocidad, beneficiando la población circundante.

Los principales problemas que enfrenta es la amenaza de inundación ocasionada por el crecimiento desordenado, además carece de servicios de alcantarillado sanitario y pluvial. La población de bajos recursos se ve obligada a implementar sistemas de letrinas las cuales son vulnerables en temporadas de invierno.

Las calles secundarias de la zona se encuentran muy deterioradas, en algunos casos forman parte del cauce natural, en las zonas más alejadas se tiene déficit de servicio de agua potable y electricidad, con horario intermitentes, la mayoría nocturno.

La Comarca Las Jagüitas, presenta una topografía irregular que sufre de cambios bruscos en algunas zonas, cuenta con un perfil socio económico muy variado. La mayoría de los pobladores son de escasos recursos, las mejores viviendas circundan la calle principal.

El proyecto urbanístico " Los Altos de las Jagüitas " se ubicará al costado norte de la calle Las Jagüitas, dentro de los límites de la propiedad se realizaron estudios de suelos para clasificar los estratos donde ubicaron los pozos de visita.

La urbanización se desarrolla en terreno irregular, los promotores tienen pensado realizar un considerable movimiento de tierra, se aprovechará la pendiente resultante, favoreciendo el drenaje por gravedad en tubería de alcantarillado.

### **1.3. Justificación**

Todo desarrollo urbanístico tiene la prioridad de garantizar el bienestar de la población que alberga, conforme a la protección de los recursos naturales del lugar donde se localiza de forma equilibrada y sostenible.

El trabajo realizado tiene como finalidad disminuir las cargas de aguas residuales y contribuir con la recarga del acuífero infiltrando las aguas pluviales que produce.

Para garantizar el suministro de agua potable, es necesario implementar un sistema de conducción que permita desarrollar buenas velocidades y presión, con calidad que permita a los usuarios satisfacer sus necesidades.

La decisión de los promotores de la urbanización es cambiar la configuración del terreno en función de las pendientes naturales, permitir el diseño de sistemas de alcantarillado que drene totalmente por gravedad, lo cual permite un ahorro significativo en cuanto a profundidades de excavación y equipos extras que se emplean en otros tipos de alcantarillado.

En Managua, una de las principales preocupaciones ambientales es la protección de los acuíferos. Para reducir el impacto que ocasionan las aguas residuales producidas, es necesario tratarlas antes de proceder a descargarlas a un cuerpo receptor.

El principal riesgo de la zona son las repentinas inundaciones, para prevenirlas se deberá implementar un sistema de alcantarillado pluvial que responda rápidamente y desaloje la escorrentía producida de forma segura.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivos generales**

- Diseñar el sistema hidrosanitario de la urbanización para un período de 20 años implementando modelos especializados que se adapten a las condiciones del sitio.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- Diseñar la red de distribución de agua potable según la configuración de los lotes haciendo uso del programa EPANET y las normas técnicas NTON 09 003-99 para determinar las dimensiones de la red de agua potable.
- Trazar la red de recolección de aguas residuales para definir el diámetro de la tubería a usar en base a el modelo “alcantarillado simplificado” y las “Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales”.
- Evaluar alternativas de sistemas de tratamiento para las aguas residuales provenientes de la urbanización acorde a las condiciones de sitio.
- Perfilar el sistema de recolección de aguas pluviales según la configuración de la urbanización mediante el “Reglamento de Drenaje Pluvial del Municipio de Managua” para realizar su adecuado drenaje y disposición final.

## CAPÍTULO II. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

### 2.1. Localización

La comunidad Las Jagüitas, está ubicada en la zona sur-occidental de la ciudad de Managua en el distrito V, surcada por la calle conocida como “Calle las Jagüitas”. Ver (Figura 1 y 2)

Teniendo como límites territoriales:



Figura 1. Macro localización del proyecto

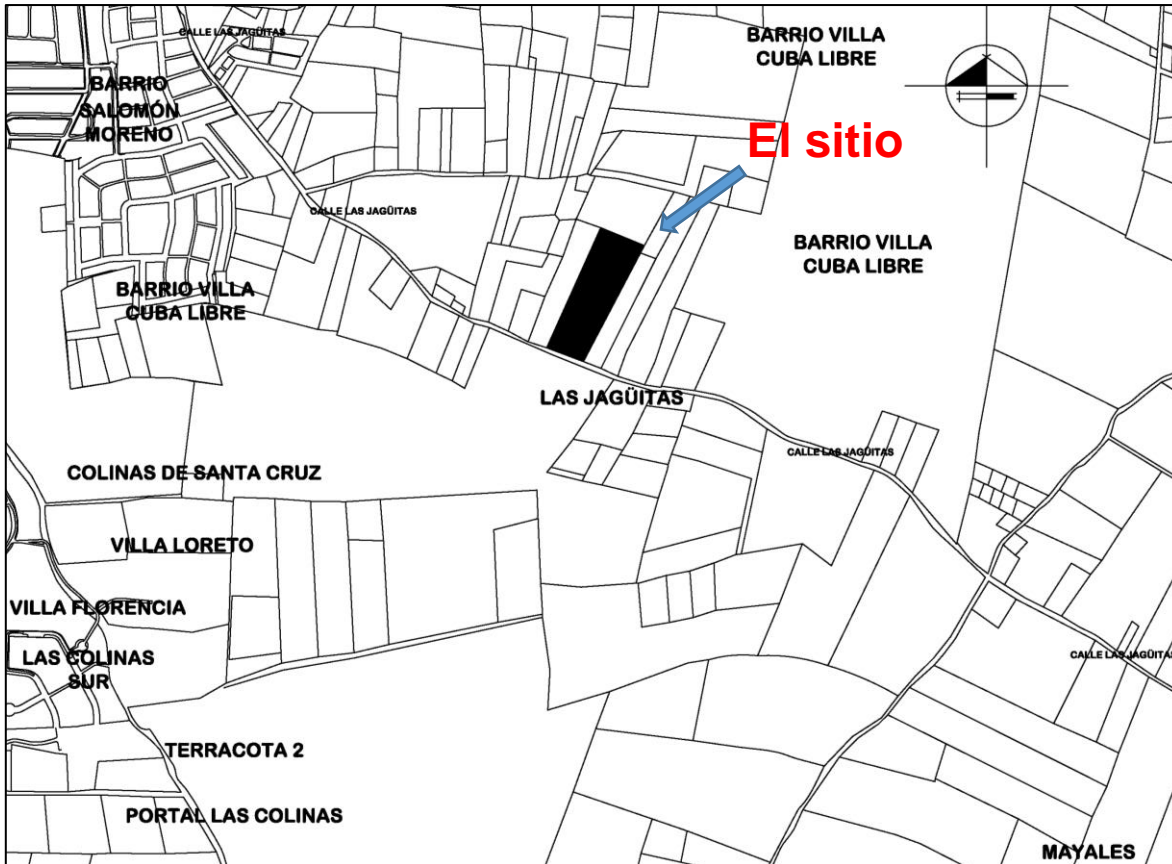


Figura 2. Micro localización del Proyecto.

La urbanización “Los Altos de las Jagüitas”, se desarrollará en el terreno perteneciente a la finca Las Jagüitas, se encuentra ubicada en la comarca con el mismo nombre, aproximadamente a 1200 metros en dirección noroeste de las cuatro esquinas Las Jagüitas sobre la calle conocida como “Calle las Jagüitas”.

## 2.2. Características físicas y naturales del área

### 2.2.1. Clima

En la zona donde se ubica el proyecto presenta clima seco, el cual se clasifica como sabana tropical. Siendo más lluviosos en los meses de verano que los de invierno. La clasificación del clima de Köppen-Geiger es  $Awo = P/T < 43.2$  mm, Cálido Subhúmedos, de menor humedad. La temperatura promedio es de  $29.2^{\circ}$ , siendo abril el mes más caluroso del año. Las temperaturas medias más bajas del año se producen en diciembre, cuando están alrededor de  $26.2^{\circ}$  C.

### **2.2.2. Precipitación y vientos**

La presión atmosférica anual es de 1003.9 hPa y la velocidad media del viento de 2.9 m/s. El máximo valor de la presión atmosférica se da en septiembre con 1005.9 hPa, estos valores máximos ocurren durante la época lluviosa. En diciembre la presión atmosférica llega hasta los 1004.6 hPa, con velocidad viento de 3.0 m/s. Presenta valores altos en la presión y viento bajo, en marzo con (1004.0 hPa) de la presión (4.3 m/s) del viento.

La dirección predominante del viento, a lo largo de todo el año, es de componente Este (E), En la época seca y lluviosa, se observa que además de los vientos con componente Este, se registran vientos con dirección Noreste (NE). La precipitación anual promedio es de 1143 mm. La precipitación más baja se da en febrero, con un promedio de 1 mm. La mayor cantidad de precipitación ocurre en octubre, con un promedio de 277 mm.

### **2.2.3. Humedad**

La humedad relativa media anual es de 73%, varía entre 62% en abril y 83% en septiembre. A partir de junio (80%) la humedad aumenta hasta octubre (81%), durante el período lluvioso. En enero (69%), los valores disminuyen, debido al período seco a 62%

### **2.2.4. Topografía**

La topografía del terreno es bastante variable con formaciones tipo loma en el costado medio sureste y depresión en el costado oeste. Se puede clasificar como un terreno relativamente sinuoso, el cual cuenta con una extensión de 38,325.00 m<sup>2</sup> (treinta y ocho mil trescientos veinticinco metros cuadrados), con una pendiente promedio en la dirección norte sur de 3.3 % y en la dirección este oeste de 1.1 %. Ver figuras (3 y 4).



Figura 3. Perfil del terreno dirección norte-sur “Los Altos de las Jagüitas”

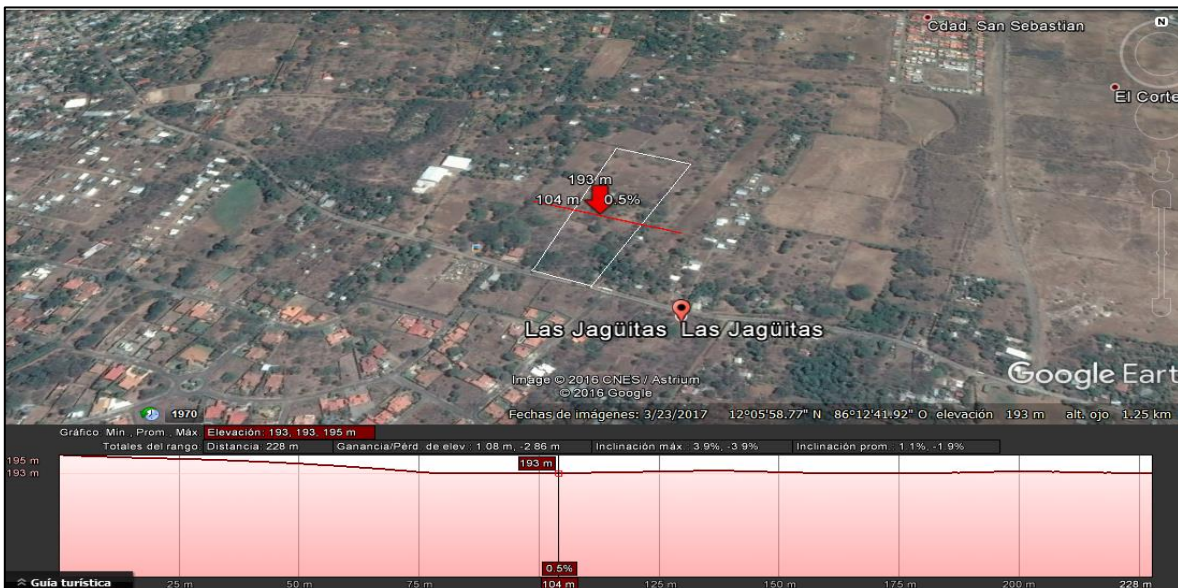


Figura 4. Perfil del terreno dirección este-oeste “Los Altos de las Jagüitas”

## 2.3. Servicios básicos

### 2.3.1. Agua potable

El terreno pertenece a la zona de la subcuenca Occidental, se encuentra bajo el círculo de influencia de varios proyectos de agua potable. Actualmente solo existe una conexión domiciliar correspondiente a la vivienda del vigilante. La propiedad se encuentra frente a una tubería de 4” de PVC, perteneciente a la red municipal de la Ciudad de Managua, en una zona donde el promedio servicio es de 10 horas diarias.

### **2.3.2. Sistema de transporte y tratamiento de aguas servidas**

No existe alcantarillado sanitario. Las parcelas aledañas usan sistemas de letrinas para la disposición de la materia fecal producida por los habitantes.

### **2.3.3. Energía**

Actualmente el área del proyecto solo cuenta con una conexión domiciliar corresponde a la vivienda del vigilante. Pero es factible la conexión a redes cercanas de media y alta tensión, pertenecientes a la compañía eléctrica Disnorte - Disur.

### **2.3.4. Transporte**

Tiene la accesibilidad a un troncal secundario, el cual cuenta con dos carriles y una estructura de rodamiento de concreto hidráulico en óptimas condiciones e intercepta la pista de alta influencia comercial conocida como carretera a Masaya.

El transporte público en la zona está compuesto por las unidades ruta 262, moto taxis, caponeras y taxis locales.

### **2.3.5. Telecomunicaciones**

Se encuentra bajo la cobertura de las redes de telefonía móvil Claro y Movistar. Así como de las redes de telefonía fija y servicios de internet.



## **CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO**

### **3.1. Periodo de diseño**

Un aspecto fundamental en el éxito de un proyecto es la determinación de la vida útil de cada uno de los elementos, en este caso se debe prever que los sistemas tengan capacidad para dar servicio durante un período de diseño, operando de forma estable y continua, respondiendo a la demanda de la población futura.

La importancia del periodo de diseño influye directamente al costo del proyecto, incrementado el costo inicial, y disminuyendo el costo operacional, en periodos extensos de más de 20 años. En caso contrario disminuye el costo inicial, aumentando el costo operacional, en periodos cortos.

Se define a partir de variables que puedan predecir su buen funcionamiento tales como vida útil de materiales a emplear, capacidad económica de la población del área en estudio, posibilidades de financiamiento y tasa de crecimiento poblacional.

### **3.2. Población de diseño**

La población futura es una variable de suma importancia para cuantificar las cantidades en gastos de agua necesaria para los distintos diseños, para determinarla se hace necesario un proceso de selección de información tales como: ritmo de crecimiento histórico, número actual de población y nivel económico, esta información es controlada por el Instituto Nacional de Información y Desarrollo (INIDE).

### **3.3. Sistema de distribución agua potable**

#### **3.3.1. Generalidades**

El acceso al agua potable representa un servicio básico para la estabilidad humana, desde el punto de vista de salubridad, simboliza el motor de la salud pública, previniendo un gran número de enfermedades, la calidad de este servicio está ligada a los procesos de recolección, tratamiento y distribución del mismo.

El sistema de distribución se efectúa por medio de tuberías, válvulas y en algunos casos de tanques, en formas de redes abiertas (ramales) o cerradas (mallas), implementando bombas, impulsan el líquido desde la planta de tratamiento o bien desde depósitos circundantes, hasta los hogares de los pobladores, para lograr un diseño eficiente se deberá realizar simulaciones para casos críticos de operación, mediante el programa EPANET<sup>1</sup>.

### **3.3.2. Redes de distribución de agua potable**

#### **3.3.2.1. Clasificación**

De acuerdo con su diámetro y posición se tienen:

Principales: las de mayor diámetro de las cuales se subdividen en ramales secundarios.

Secundarias: las de menor diámetro en las cuales se conectan todas las conexiones domiciliarias.

#### **3.3.2.2. Tipos de redes**

##### **3.3.2.2.1. Redes abiertas**

Estas tienen forma de ramal, se usan frecuentemente para zonas rurales, presentan ciertas desventajas, cuando la red sufre algún tipo de daño o cuando se realiza mantenimiento, el suministro se interrumpe, en algunos casos donde hay fugas se corre el riesgo de que entren contaminantes al suministro de agua potable.

Se diseñan a partir de una tubería principal que transporta el agua potable de la planta de tratamiento, pozo o tanque de almacenamiento, hasta las poblaciones.

---

<sup>1</sup>EPANET es el software más utilizado a nivel mundial para simular el comportamiento hidráulico, es distribuido libremente desde la página web de la EPA.

### **3.3.2.2. Redes cerradas**

Estas tienen forma de anillos o mallas concéntricas, se usan frecuentemente en zonas urbanas, su eficacia radica en la capacidad de mantener un suministro constante de agua potable, sin alterar mucho la presión cuando se concentran el consumo en áreas específicas, se diseñan a partir de longitud a máximas entre nodo, concentración de consumo en nodos, diámetros mínimos

### **3.3.3. Válvulas**

Válvula de compuerta: diseñada para permitir el flujo de gas o líquido en línea recta con una caída de presión. Se usan donde el disco de la válvula se mantiene totalmente abierta o totalmente cerrada. No son adecuadas para estrangulación, dejando las válvulas parcialmente abiertas, causa erosión y daña el disco.

Válvula de globo: El uso principal de las válvulas de globo consiste en regular o estrangular un fluido, desde el goteo hasta el sello completo, opera eficientemente en cualquier posición intermedia del vástago.

Válvula de limpieza: Son dispositivos que sirven para extraer los sedimentos que se depositan en las partes bajas de las tuberías. En general la ubicación se realiza en el lugar indicado conforme a los planos y consiste en colocar una tee en línea, a la cual se conecta lateralmente un niple hasta el punto adecuado del desfogue.

## **3.4. Sistema de alcantarillado sanitario**

Se denomina alcantarillado sanitario al sistema formado por tuberías, accesorios y obras de recolección del agua residual provenientes de las casas, existen dos tipos:

- Sistema unitario: el cual drena de forma conjunta las aguas residuales y pluvias.
- Sistema separativo: este trabaja por separado el agua residual y pluvial, una red de tuberías recolecta el agua negra proveniente de las casas, dirigiéndolas a plantas de tratamiento, otra red se encarga de captar y transportar el agua procedente de la escorrentía de lluvia hacia un cuerpo receptor.

### **3.4.1. Aguas residuales**

Son originadas por el vertido de las aguas utilizadas en las actividades de la población, las aportaciones que las conforman son: industrial, agricultura, aguas de lavado doméstico, aguas negras o fecales, aguas infiltradas de drenajes de calles, avenidas, o recreativas, estas aguas presentan una caracterización propia en la carga de contaminantes y composición, que depende del núcleo de la población que la origina.

Los principales contaminantes que presentan se dividen en orgánicos (proteínas, aceites, grasas, carbohidratos y en pequeñas cantidades fenoles y pesticidas) e Inorgánicos (calcio, sodio, potasio, amoniacó).

#### **3.4.1.1. Tipos de aguas residuales**

El tipo de agua residual se define a partir del uso, previo del agua potable, en alguna actividad humana o proceso industrial, cada una tiene una caracterización propia, en cuanto a la cantidad microbiana, orgánica y química, se pueden dividir de la siguiente forma:

##### **3.4.1.1.1. Aguas residuales domésticas**

Son las aguas residuales producidas por las actividades humanas relacionadas con el consumo de agua potable, los principales contaminantes que presentan se dividen orgánicos (proteínas, aceites, grasas, carbohidratos y en pequeñas cantidades fenoles y pesticidas) e inorgánicos (calcio, sodio, potasio, amoniacó).

##### **3.4.1.1.2. Agua residual, municipal o mixta**

Se componen por domésticas o la mezcla de las mismas con aguas residuales industriales y/o aguas de escorrentía pluvial. Las aguas residuales urbanas presentan cierta homogeneidad en cuanto a su composición y carga contaminante, la carga de contaminantes depende del tamaño de población y del tipo de industria que se desarrolla en el lugar.

### **3.4.1.1.3. Agua residual industrial**

Son las aguas que han sido utilizadas en procesos industriales y que han recibido subproductos contaminantes, estas son las más complejas en cuanto al número de sustancias que presenta y a la dificultad de tratarla, las sustancias encontradas con mayor frecuencia son: arsénico, cianuro, cadmio, cromo, cobre, mercurio, plomo y zinc.

### **3.4.1.2. Características de las aguas residuales domésticas<sup>2</sup>**

Las características más importantes para determinar el grado de contaminación del agua residual son las siguientes:

#### **3.4.1.2.1. Parámetros orgánicos**

- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): esta prueba o ensayo de laboratorio es uno de los que mayor valor significativo tiene, se la define como la cantidad de oxígeno necesaria para que una población de microbiana heterogénea estabilice la materia orgánica biodegradable presente en la muestra de agua residual. La estabilización de la materia orgánica es el resultado del proceso de utilización de dicha materia por parte de los microorganismos, los cuales la requieren para derivar de ella la energía necesaria para sus procesos vivientes, y para sintetizar más masa celular. En tal actividad, el oxígeno necesario para lograr que el carbono y el nitrógeno almacenen su estado mayor de oxidación.
- Demanda química de oxígeno (DQO): es un ensayo de laboratorio que mide el equivalente de oxígeno de la fracción de materia orgánica presente en la muestra, que es susceptible de oxidación, en medio ácido, por parte del dicromato o del permanganato.
- Demanda total de oxígeno (DTO): esta prueba de laboratorio es utilizada para cuantificar el contenido de materia orgánica de una muestra de aguas residuales, tiene como objetivo último indicar cuál es el consumo potencial o la demanda

---

<sup>2</sup>Se usó como guía Características de aguas residuales y lodos. Cali – Valencia. Colombia. Universidad del Valle

potencial de oxígeno que dichas aguas ejercerán sobre el cuerpo de agua receptor.

#### **3.4.1.2.2. Parámetros inorgánicos**

- Acidez: se deben considerar en un análisis de aguas residuales, mide la acidez de la muestra, o sea su capacidad para ceder protones. Por lo general, es deseable que el agua residual a tratar tenga un pH cercano 0.7 para que el tratamiento biológico sea efectivo.
- Alcalinidad: En el mismo sentido general que la acidez, la alcalinidad es una medida de la habilidad del agua para aceptar electrones, por lo tanto, es producida por bases débilmente ionizable y por bases fuertes. Es necesario evaluar su valor, pues, aunque el proceso de oxidación biológica contribuye a amortiguar el sistema al producir dióxido de carbono como producto final, en algunos casos se requiere neutralización para que el proceso biológico opera bien. Se ha estimado que por cada kg de DBO removida se neutralizan 0.5 kg de alcalinidad.
- Sólidos disueltos: Los sólidos disueltos pueden causar un efecto perjudicial a los sistemas de tratamiento biológico de aguas residuales. Se estima que la concentración máxima permisible de sólidos disueltos es de 16,000 mg/l. Los cloruros en concentraciones que oscilen entre 8,000 y 15,000 mg/l también afectan al sistema de tratamiento biológico, pues no solo contribuyen a reducir las tasas de remoción de la DBO, sino que también disminuyen la tasa de sedimentación de los lodos.
- Sulfuros y Nitrógeno Amoniacal: Los sulfuros se encuentran presentes en muchas aguas residuales, bien sea en forma de mezcla  $H_2S$ - $H_2S$  (según el pH) o bien compuestos orgánicos sulfurados, o como sulfuros metálicos. El efecto perjudicial de los sulfuros a los sistemas microbianos se comienza a percibir cuando las concentraciones son mayores de 100 mg/l. En el caso de lagunas de estabilización es preciso tener en cuenta que concentraciones aun tan bajas como 7 – 10 mg/l afectan a las poblaciones de algas.

- Metales Pesados: La influencia que los metales pesados ha sido bastante estudiado. Es así como se han determinado los umbrales de toxicidad para el Ca. Zn. Cd y para otros elementos más y su valor es cerca de 1.0 mg/l. Sin embargo, en la literatura científica se reporta que no se han presentado efectos nocivos para sistemas biológicos de tratamiento aun a concentraciones mayores.

#### **3.4.1.2.3. Carga o grado de contaminación biológica**

Supone la cuantificación de los microorganismos patógenos presentes en el agua residual, la detección de estos agentes es difícil, costosa y poco practica en los análisis del agua. En su lugar se valora, empleando un sustituto que actúa como un indicador de contaminación fecal debido a que los agentes patógenos están siempre presentes en las heces.

No existe un organismo indicador ideal sin embargo la presencia de coliformes totales y coliformes fecales se emplea para valorar la calidad del agua, los que se usan con mayor frecuencia son los coliformes totales que se componen de citrobacter fruendii, escherichia coli, enterobacter aerogenes y bacterias afines. El conteo de los indicadores bacterianos se lleva a cabo por la técnica de fermentación en tubos de ensayo múltiples llamado número más probable o NMP y el método de la membrana filtrante o MF.

#### **3.4.1.3. Cantidad de agua residual**

El aporte de agua residual es la sumatoria de cada uno de los caudales de aporte o de consumo diario de la población y de infiltración.

##### **3.4.1.3.1. Gasto promedio**

Debido a los diferentes usos que se le da al suministro de agua potable como riego, lavado de pisos entre otros, se consideró un periodo de retorno de 80%.

### 3.4.1.3.2. Gasto máximo y mínimo

Son los que regulan la capacidad de la tubería, el mínimo regula la sedimentación en periodos de gasto bajo, el máximo permite dimensionar la tubería para que pueda responder las descargas simultáneas.

### 3.4.1.3.3. Gasto de infiltración

Ocasionado por la infiltración de agua subterránea, principalmente través de fisuras en los colectores, juntas mal ejecutadas y en la unión de colectores con las cámaras de inspección y en las mismas cámaras cuando permiten la infiltración del agua.

### 3.4.2. Redes de alcantarillado sanitario

Las redes de alcantarillado simplificado (RAS), se diferencia por los siguientes factores claves como, la minimización y simplificación del uso de los materiales de construcción, utiliza tuberías con uniones elásticas a fin de disminuir la infiltración, se diseñan a partir de las conexiones domiciliarias. Ver Figura 5.

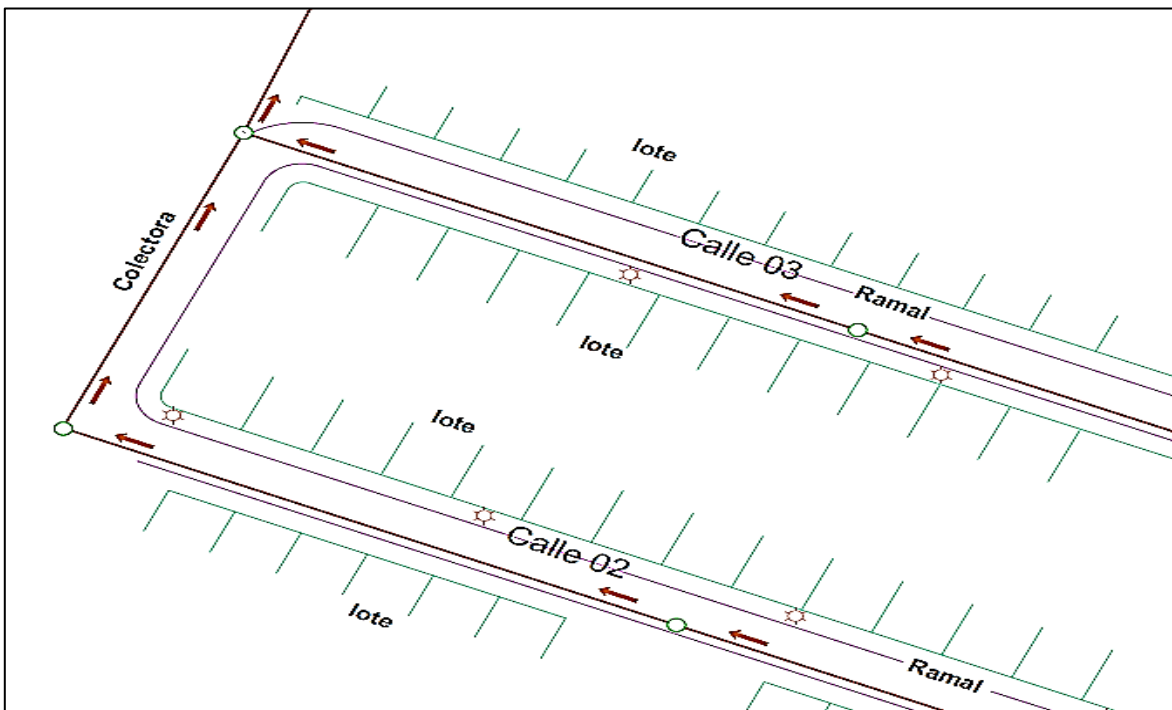


Figura 5. Esquema de alcantarillado simplificado.



### **3.4.2.1. Tipos de redes**

#### **3.4.2.1.1. Ramal**

Es la tubería que recolecta las aguas residuales de un conjunto de lotes vecinos, que descarga a la tubería por medio de las concepciones domiciliarias.

#### **3.4.2.1.2. Colectora**

Es el conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales y conexiones domiciliarias.

### **3.4.3. Tratamiento de aguas residuales**

El propósito más importante de estos procesos es la eliminación de los agentes patógenos que se originan y desarrollan en estas aguas. Antes de tratar cualquier agua residual se debe estar al tanto su composición o caracterización, que permita conocer los elementos químicos y biológicos presentes, con esta información se puede proceder al diseño de un sistema de tratamiento.

#### **3.4.3.1. Procesos de tratamiento**

La remoción de materia orgánica constituye uno de los objetivos del tratamiento de las aguas residuales, utilizándose en la mayoría de los casos procesos biológicos, el mecanismo más importante es el metabolismo bacteriano, consiste en la utilización de la materia orgánica como fuente de energía y carbono, para generar nueva biomasa.

##### **3.4.3.1.1 Procesos aeróbicos**

Se caracteriza porque la descomposición de la materia orgánica se lleva a cabo en una masa de agua que contiene oxígeno disuelto, en este proceso participan bacterias aerobias o facultativas, se originan compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales a su vez producen más oxígeno que facilita la actividad de las bacterias aerobias. Existe pues una simbiosis entre bacteria y algas que facilita la estabilización aerobia de la materia orgánica. El

desdoblamiento de la materia orgánica se lleva a cabo con intervención de enzimas producidas por las bacterias en sus procesos vitales.

A través de estos procesos bioquímicos en presencia de oxígeno disuelto las bacterias logran el desdoblamiento aerobio de la materia orgánica. El oxígeno consumido es parte de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Las algas logran, a través de procesos inversos a los anteriores en presencia de la luz solar, utilizar los compuestos inorgánicos para sintetizar la materia orgánica que incorporan a su protoplasma. Mediante este proceso conocido como fotosíntesis, las algas generan gran cantidad de oxígeno disuelto.

#### **3.4.3.1.2. Procesos anaeróbicos**

Las reacciones anaerobias son más lentas y debido a esto pueden originar malos olores por producción de sulfuro de hidrógeno. En la etapa final del proceso, se presentan las cinéticas conocidas como acetogénicas y metanogénicas.

La digestión anaerobia es un proceso de transformación y no de destrucción de la materia orgánica, como no hay presencia de un oxidante en el proceso, la capacidad de transferencia de electrones de la materia orgánica permanece intacta en el metano producido. En vista de que no hay oxidación, se tiene que la DQO teórica del metano equivale a la mayor parte de la DQO de materia orgánica digerida (90 a 97%), una mínima parte de la DQO es convertida en lodo (3 a 10%). En las reacciones bioquímicas que ocurren en la digestión anaerobia, solo una pequeña parte de la energía libre es liberada, mientras que la mayor parte de esa energía permanece como energía química en el metano producido.

#### **3.4.3.2. Etapas de tratamiento**

El propósito más importante de estos procesos es la eliminación de los agentes patógenos que se originan y desarrollan en estas aguas. Antes de tratar cualquier agua residual se debe estar al tanto de su composición o caracterización, que permita conocer qué elementos químicos y biológicos tiene presentes, con

esta información se puede proceder al diseño de un sistema de tratamiento. Para el presente trabajo solo se abordarán sistemas de tratamiento compactos.

Los elementos de cada etapa de tratamiento se diseñan en base a la “Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales”.

#### **3.4.3.2.1. Tratamiento preliminar**

El tratamiento preliminar es necesario para reducir aceites, grasas, arenas y sólidos gruesos, permitiendo una mayor eficiencia en remoción de contaminantes en los procesos siguientes, en este paso se implementará estructuras de limpieza manual o mecánica, las de interés para este trabajo son:

- Rejas de limpieza manual o mecánica.

Se clasifican según las aberturas de las rejillas, las rejas gruesas son las de aberturas de más de 6.4 mm, las finas tienen aberturas menores a los 6.4 mm.

- Desarenadores de flujo horizontal.

Se usan para remover la arena o partículas de materiales pesados, por métodos de sedimentación, se diseñan para remover partículas de diámetros mayores a 0.2 mm, para una velocidad de flujo aproximada a 30 cm/s. Se implementa para incrementar la eficiencia en remoción de las unidades de tratamiento posteriores.

#### **3.4.3.2.2. Tratamiento primario**

Sedimentación primaria: se implementa para remover sólidos sedimentables y material flotante de aguas residuales, los más eficientes emplean tanques de concreto, entre ellos están:

- Tanques sépticos

Es un sistema individual de digestión anaeróbica empleado para pequeñas poblaciones por su bajo costo de construcción. Una de las principales ventajas que ofrece es el área reducida que se necesita para su empleo, a diferencia otros

sistemas como las lagunas de estabilización. En él se lleva a cabo un proceso donde se observa la separación de una parte sólida, una líquida y una espuma.

El agua intermedia se va convirtiendo en líquido clarificado debido a la sedimentación provocada por los procesos biológicos, de degradación de materia orgánica que producen las bacterias anaeróbicas.

- Tanque imhoff

Son unidades de tanques rectangulares, de sedimentación y digestión, pueden ser abiertos o cerrados de flujo horizontal y continuo con dos cámaras superpuestas, tales cámaras se comunican mediante una estrecha abertura en el fondo de la cámara de sedimentación, trabajan con tiempos de retención cortos de 3 a 7 días.

Son eficientes en la remoción de sólidos, implementa procesos de degradación anaeróbicos y aeróbicos. El tiempo de limpieza de lodos máximo será 30 días. Tienen el inconveniente de involucrar períodos de operación y manteniendo diaria.

#### **3.4.3.2.3. Tratamiento secundario**

Sedimentación secundaria: implementada para remover biomasas y sólidos suspendidos, los reactores biológicos más usados son:

- Filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA)

Dentro se da un proceso de digestión anaeróbico donde los componentes orgánicos solubles son transformados por microorganismos en productos intermedios o finales como el metano. Las bacterias se encuentran adheridas al relleno granular del reactor. Los materiales granulares más utilizados pueden ser: cantos rodados, piedra caliza, granito, trozos de ladrillos, entre otros.

Dentro del filtro se da una combinación entre las bacterias fijas que forman una película en la parte superior del medio filtrante y las bacterias suspendidas que se ubican entre los espacios del material granular.

- Humedales de flujo subsuperficial

Son estanques rectangulares planos rellenos de material gravoso que se encuentran saturadas por aguas subterráneas, en la superficie se proporciona vegetación para que facilite la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas, al limitar la penetración de luz solar. La purificación de las aguas la realizan fundamentalmente por los microorganismos que viven en el suelo y en el área de las raíces de las plantas.

### **3.4.3.3. Disposición final**

#### **3.4.3.3.1 Disposición de líquidos**

Se realiza de tres formas, cada una depende de los límites de cargas de contaminantes orgánicos, inorgánicos y biológicos.

- Descarga a cuerpo hídrico (dilución): se deberá hacer en lugares específicos, lejos de las ciudades o proyectos de explotación de agua potable, se aconseja realizar análisis al cuerpo receptor para estimar con la calidad del efluente a verter.
- Descarga subterránea: dependerá del área disponible y profundidad del nivel freático, para áreas extensas con nivel freático superficial se recomienda hacer descarga por medios de zanjas de infiltración, cuando se disponga de poca área y nivel freático profundo, se recomienda descarga por medio de posos de infiltración.
- Descarga hacia cultivo agrícolas: cuando se requiera se deberá hacer con cuidado teniendo el equipo técnico necesario, y se deberá hacer muestreos de calidad de agua periódicos.

#### **3.4.3.3.2. Disposición de gases**

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son: el nitrógeno ( $N_2$ ), el oxígeno ( $O_2$ ), el dióxido de carbono ( $CO_2$ ), el sulfuro de hidrógeno ( $H_2S$ ), el amoníaco ( $NH_3$ ), el metano ( $CH_4$ ). Los tres primeros son gases de común

presencia en la atmósfera, se encuentran en todas las aguas en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la descomposición en la materia orgánica presente en las aguas residuales y se encuentra en mínimas cantidades. De tal forma que dichos gases se pueden enviar al ambiente por sistemas de ventilación o ser aprovechados como energía en el caso del gas metano mediante el uso de tecnologías como los biodigestores.

#### **3.4.3.3. Disposición de lodos**

Los lodos son la parte sólida que componen las aguas residuales corresponde a un porcentaje bajo de las mismas entre 1 % y 2, en los procesos de digestión dentro de las unidades de tratamiento primario y secundario, se acumula un excedente de lodos, los cuales deberán ser sacados y tratados mediante una combinación de métodos tales como: espesamiento, secado en lechos de arena, acondicionamiento con productos químicos, filtración, incineración.

Para el presente trabajo se propone manejar los lodos por medio de lechos de secado que representa ser la forma más barata y eficiente para volúmenes medios de lodos. Se aconseja la implementación de tratamiento con cal al lodo para su deshidratación al sol. El objetivo del uso de la cal es la eliminación de los nematodos intestinales tales como: ascaris lumbricoides, taenia solium, huevos de helmintos. Realizado el proceso de deshidratado del lodo este se podrá usar como abono.

#### **3.4.3.4. Calidad de descargas a cuerpos receptores**

Para introducir agua procedente de alguna planta o sistema de tratamiento, a un cuerpo receptor se deberán respetar los límites en cargas de contaminantes orgánicos, inorgánicos y biológicos, de organizaciones como el Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales, Medio Ambiente de Nicaragua (MARENA) y organizaciones internacionales como la Organización Mundial de la Salud (OMS), la finalidad de respetar estos límites es la prevención de enfermedades, la protección del medio ambiente y recursos naturales.

Para descargas a cuerpos hídricos como ríos, lagunas o lagos, el MARENA, fija para concentración en el efluente de 90 mg/l o menores para DBO5, 10000 NMP/100ml o menor para coliformes fecales. La Organización Mundial de la Salud, fija estándares de 30 mg/l o menores para DBO5, 1000 NMP/100ml o menor para coliformes fecales, 30 mg/l o menores para sólidos suspendidos.

En la actualidad la escasez de agua en zonas agrícolas está impulsando un reciclaje de las aguas procedentes de las plantas de tratamiento municipales o privadas, para llevar a cabo esta práctica con seguridad, se deben respetar los límites de organizaciones como OMS, quien fija tres categorías con los siguientes límites:

- Categoría A: riego en cultivos que se consumen crudos, las cantidades de nematodos intestinales será menor o igual a un huevo por litro, la cantidad de coliformes fecales será menor o igual de 1000 mg/ 100 ml.
- Categoría B: riego de cultivos industriales como seriales, forraje y árboles, las cantidades de nematodos intestinales será menor o igual a un huevo por litro, para coliformes fecales no se fija la cantidad.
- Categoría C: corresponde a los cultivos de la categoría B, con la diferencia de que ninguna persona entrará en contacto con el agua, la calidad del agua dependerá del tipo de tecnología implementada en el proceso de riego.

Cuando sea preciso realizar la descarga de forma subterránea, estas deberán hacer de forma segura, en zonas no protegidas para evitar la contaminación de los acuíferos, para ello se debe buscar el registro o realizar estudios que permitan localizar los niveles freáticos, límites de acuíferos. Con esta información se podrán diseñar las obras de infiltración profunda o superficial correspondientes, a los límites de descarga de contaminantes orgánicos, inorgánicos y biológicos de las organizaciones.

### **3.5. Sistema de alcantarillado pluvial**

Se diferencia por las obras de captación, la forma que adquiere el sistema, partes en tuberías y partes en canales abiertos. Tiene como objetivo el desalojo rápido y

eficiente de las altas precipitaciones de lluvia durante el periodo de invierno, su diseño y construcción es parecida a la red sanitaria.

Se dispondrá de forma separada, se usará exclusivamente para el drenaje o escurrimiento del agua de lluvia.

### **3.5.1. Origen del agua pluvial**

Las aguas pluviales son parte del ciclo hidrológico, fundamental en los procesos digestivos de las plantas y la recarga de los acuíferos. Uno de los principales desafíos en la ingeniería urbanística, es el transporte del agua pluvial producida por las precipitaciones de la zona y sus alrededores. Dicha proeza debe de considerar dos aspectos fundamentales; no interrumpir el ciclo hidrológico y mitigar en lo posible los daños en la infraestructura urbanística.

### **3.5.2. Cantidades de agua pluvial<sup>3</sup>**

En el cálculo de la cantidad de agua en escurrimiento de lluvia, se deben tomar en cuenta las características geomorfológicas de la cuenca, tales como área, perímetro, características del relieve o pendiente y forma de la cuenca. Otros factores importantes son el tipo y uso o zonificación del suelo; ya que estos influyen en el comportamiento de la escorrentía superficial.

La escogencia del modelo matemático para calcular la escorrentía superficial dependerá del tamaño de la cuenca es estudio. Para calcular el caudal de aportación en cuencas mayores de 405 hectáreas o 5 Km<sup>2</sup>, se aplicará el método tránsito de avenidas en la variante de Muskingum. Para áreas hasta 1,000 acres o sea 405 hectáreas y áreas no mayores de 5 Km<sup>2</sup>, se usará el método Racional.

#### **3.5.2.1. Cálculo de caudales**

Para determinar el caudal de diseño en superficies menores de 5 km<sup>2</sup> se recomienda; el método racional debido a su simplicidad, el cual establece el caudal

---

<sup>3</sup>Se usó como guía el Reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua. Managua, 2012



superficial producido por una precipitación. Para usar el método se necesita conocer los siguientes parámetros:

#### **3.5.2.1.1. Coeficiente de escorrentía**

Para calcularlo es necesario hacerlo de forma ponderada tomando en cuenta el porcentaje de área cubierto por cada tipo de superficie. Se tomarán los valores de la Tabla 54, de Apéndice.

#### **3.5.2.1.2. Intensidad de lluvia**

Se calcula a partir de la relación intensidad-duración-frecuencia la cual está representada en forma de curvas (IDF). Se determinan a partir de la información de los registros de las precipitaciones, de estaciones meteorológicas.

Su creación depende: de intensidades máximas de precipitación por año, se deberá asignar a cada una, un tiempo duración de lluvia, para distintos períodos de retorno, para luego ajustar los valores con una función de distribución de probabilidad.

Pueden ser ajustadas a ecuaciones con un buen grado de exactitud. En los proyectos de alcantarillado pluvial ubicados en zonas de interés social es recomendable emplear un periodo de retorno entre 5 - 10 años.

La información hidrometeorológica debe ser lo más actualizada posible, de estaciones meteorológicas más cercanas al lugar del proyecto. Se deberá considerar que la lluvia está distribuida homogéneamente en toda la cuenca, por ello el tiempo de concentración será igual a la duración de la lluvia.

#### **3.5.2.1.3. Áreas de drenaje**

Se debe realizar una evaluación de los límites de la cuenca a drenar, se debe tomar en cuenta el sistema de drenaje natural, el tipo de superficie. Cuando existan más de una clase de superficie se deberá calcular un valor de coeficiente de escorrentía para toda el área común, se utilizará la Tabla. 54 de apéndice.

### **3.5.3. Obras de drenaje**

Las obras se diseñan solamente para atender el drenaje de las lluvias de determinada intensidad que generen el caudal de diseño, o sea que los aguaceros mayores no se alcanzarán a drenar por los conductos diseñados, sino que escurrirán en cierta proporción y en parte de su trayectoria por la superficie de las calzadas o terreno natural.

El alcantarillado pluvial se diferencia por las grandes dimensiones de las tuberías, necesarias para transportar las enormes cantidades de caudal, generado en segundos por las altas precipitaciones, la magnitud de las obras dependerá del tamaño de la cuenca a drenar y el periodo de diseño a implementar, estará compuesto básicamente por:

- Tubería, canal y canaleta.
- Puentes, caja-puentes.
- Micro presa, lagunas o embalses de infiltración.
- Pozos de infiltración o absorción.
- Cortina hidráulica.
- Obras complementarias (alcantarillas, tragante, caja de captación, pozo de visita, bordillos, badén, rampa, cabezales, a letones, cunetas, contra cunetas, transiciones, etc.)

En ciudades pequeñas o desarrollos urbanos, no se requiere de enormes estructuras para drenar la escorrentía superficial, para conseguir su rentabilidad, se deberá involucrar el uso de las cunetas, reduciendo la cantidad de tuberías en lo posible. Su diseño comienza a partir del cálculo de la capacidad de las cunetas, se definen las dimensiones de los tragantes, para dimensionar las tuberías o canales de recolección.

#### **3.5.3.1. Cunetas y tragantes**

Para zonas urbanas, las cunetas y tragantes representan ser las obras fundamentales para captación del agua de escorrentía, los tragantes son los

encargados de interceptar la escorrentía proveniente de las cunetas, generalmente se ubican en las esquinas, en los lados de las calles y en las zonas más bajas.

### 3.5.3.1.1. Tipos de tragantes

Existen una amplia variedad de tragantes entre los más eficientes son: Ver figura 6.

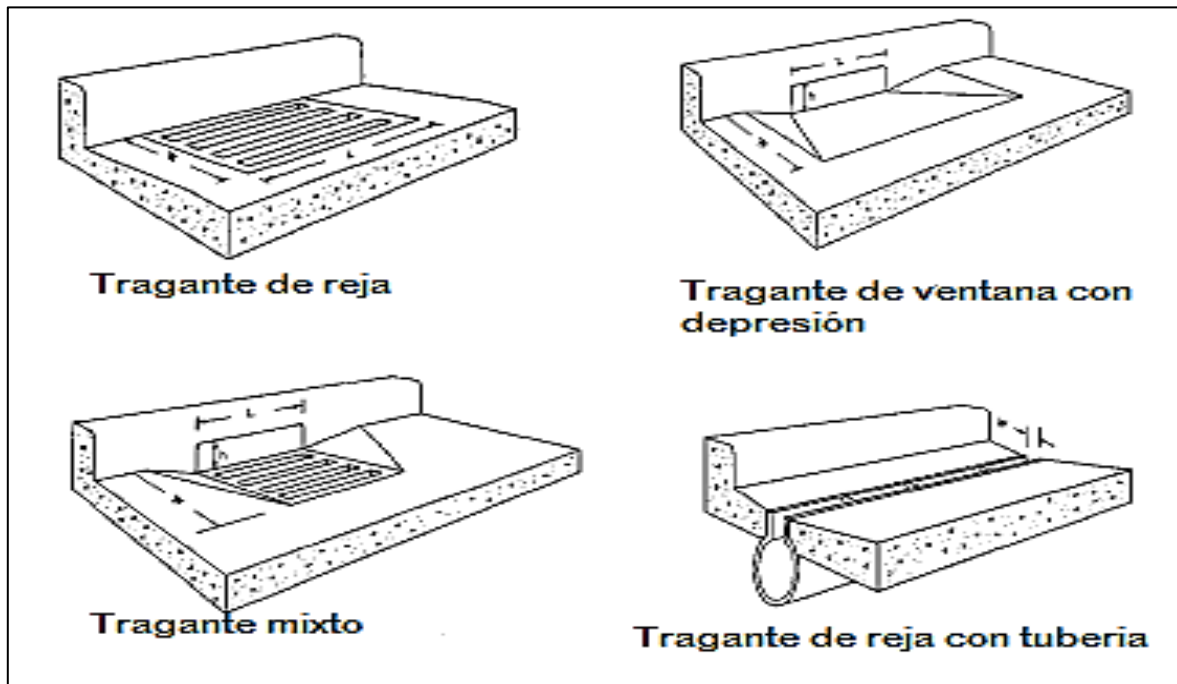


Figura 6. Tipo de entradas de tragantes

- Los de ventana tienen mayor capacidad de interceptar, pero tienen una desventaja al captar basura y sedimentos, según las normativas cada gaveta del tragante tendrá una longitud máxima de 1 metro. Su funcionamiento imita al de un vertedero cuando el nivel de escorrentía no sobrepasa la boca de entrada, cuando lo excede actuando como un orificio.
- Los de reja tienen el inconveniente de reducir su capacidad de interceptación debido a la colmatación de los orificios por desechos que se acumulan en el entramado de la reja. su funcionamiento se da por descarga en orificio.
- Los mixtos tienen la particularidad que reducen la longitud de ventana. Se recomienda cuando los tragantes de ventana no son capaces de interceptar al menos el 75% del caudal.

### **3.5.3.1.2. Diseño de cunetas y tragantes**

Existen muchos métodos para diseñarlas o revisar sus dimensiones, uno de las más prácticos es la metodología propuesta por la FHWA<sup>4</sup> (Federal highway administration), se basa en criterios de revisión y diseño.

El método consiste en proponer un tipo de tragante que interceptará la escorrentía que transportará un tramo de cuneta. Se busca comparar la longitud de entrada del tragante real con la calculada a partir de los caudales de diseño.

Para el caso de las cunetas, se revisó los tramos correspondientes para cada tragante, el objetivo es calcular y comparar el caudal que puede transportar la cuneta, con el caudal de escorrentía que llega a esta.

### **3.5.3.2. Conductos**

Se encargan de conducir los caudales interceptados por los tragantes, hacia los pozos de visita pluvial para ser descargados en el sitio final. Existen una amplia variedad de tuberías de distintos tipos de material, las más usuales y fácil de emplear son las tuberías de PVC tipo RIBLOC. De las cuales se obtienen múltiples ventajas tales como:

- Rapidez de instalación, por la longitud de los tubos y su diseño de junta rápida.
- No se necesita equipo mecánico a comparación con tuberías de concreto.
- Disminución en los volúmenes de excavación, relleno y compactación.
- Evita la intrusión de raíces o de sustancias ajenas al sistema.
- Optimiza los costos de transporte y almacenamiento.
- Su superficie interna lisa permite mayor capacidad hidráulica evitando la aparición de incrustaciones y tuberculización.

---

<sup>4</sup>Se usó como guía la Circular No.22 del Hydraulic Engineering Circular, quinta edición, septiembre 2009.

### **3.6. Obras de infiltración**

El tipo de obra de infiltración dependerá de factores como:

- Área disponible: Cuando el área a utilizar es poca se recomienda el uso de pozos de infiltración, los cuales son de gran beneficio para recargar los acuíferos, estos deberán proveer estructuras que faciliten su mantenimiento, limpieza y que eviten la colmatación de partículas finas dentro del material de relleno poroso que contienen estas unidades.
- Profundidad del nivel freático: Limita la capacidad de infiltrar, siendo que para niveles superficiales se deberán considerar obras de tipo superficial.
- Calidad del agua a infiltrar: La cantidad de sólidos presentes en el agua es la responsable del aumento o disminución, de las dimensiones de las obras de infiltración, lo que ocurre es la colmatación de poros de las capas de suelo, por tanto, se requiere de mayor área, para altos contenidos de sólidos.

#### **3.6.1. Infiltración**

Es un proceso donde el agua depositada en la superficie del suelo, se introduce por medio de la gravedad entre los espacios básicos de las partículas, cuando las precipitaciones son considerables el agua penetra a las capas del subsuelo donde ocurre la percolación, nombre que se le da al movimiento de las aguas infiltradas en las capas más profundas. La capacidad de infiltración de un lugar la definen las características del suelo tales como la permeabilidad, porosidad, conductividad hidráulica, etc.

Robert E. Horton<sup>5</sup> en 1933, sugirió que la capacidad de infiltración inicial irá disminuyendo hasta un valor que se mantendrá constante, debido a las fuerzas capilares, al inchamiento de las partículas de arcilla presentes. Un fenómeno a considerar a nivel superficial, cuando se producen las precipitaciones, las gotas

---

<sup>5</sup>Robert Elmer Horton (1875 - 1945) fue un ecologista y científico de suelos estadounidense, considerado por muchos como el padre de la hidrología moderna.

pueden separar las partículas del suelo superficial y lavar las partículas finas en los poros superficiales, lo que puede impedir el proceso de infiltración.

#### **3.6.1.1. Velocidades de infiltración<sup>6</sup>**

En hidrología, se denomina capacidad de infiltración a la velocidad máxima con que el agua penetra en el suelo. La capacidad de infiltración depende de muchos factores, un suelo desagregado y permeable tendrá una capacidad de infiltración mayor que un suelo arcilloso y compacto. Si una gran parte de los poros del suelo ya se encuentran saturados, la capacidad de infiltración será menor que si la humedad del suelo es relativamente baja.

Si los poros del suelo en las cámaras superiores del mismo ya se encuentran saturadas, la infiltración se hará en función de la permeabilidad de los estratos inferiores.

Para determinar la velocidad de infiltración con precisión se deberán hacer pruebas de campo en la zona donde se ubicarán las obras de infiltración, la profundidad del ensayo se fijará de acuerdo con el tipo de obra a desarrollarse, se recomienda que, para estructuras superficiales como zanjas, hacerla a una profundidad de 1 a 2 metros, para pozos de infiltración superficiales a profundidades de 2 a 3 metros, y para pozos más profundos hasta 6 metros.

El ensayo para calcular la velocidad de infiltración se deberá hacer en forma adecuada a las condiciones críticas, para asegurar su funcionalidad durante la época de invierno cuando el suelo es total o parcialmente saturado. Los manuales de ensayos indican realizar un orificio de aproximadamente 12" x 12" x 12" pulgadas, al cual se le suministrará agua por lo menos 24 horas para garantizar la saturación, durante ese periodo se harán anotaciones de alturas de descenso, en función del tiempo, las anotaciones de la última hora serán las que usarán para determinar la

---

<sup>6</sup>Se basa en la Ley de Darcy y Coeficiente de permeabilidad, Capítulo IX, Fundamentos de la mecánica de suelos, Eulalio Juárez Badillo, México. 2005

velocidad de infiltración, los datos anteriores servirán para visualizar el comportamiento de la tasa de infiltración.

### **3.6.2. Pozos de infiltración<sup>7</sup>**

Las dimensiones de estas estructuras dependen de la cantidad y calidad del agua a infiltrar, para las aguas de la escorrentía pluvial se aconseja implementar pozos profundos de profundidad máxima de 5 metros, para infiltrar aguas procedentes de planta de tratamiento se recomiendan pozos superficiales de alturas máximas de 3 metros.

## **3.7. Clasificación de los suelos**

### **3.7.1. Clasificación según (AASHTO M-145)**

Los sistemas más utilizados para la clasificación de los suelos para el diseño de pavimentos de carretera y aeropistas son el de la American Association of State Highway and Transportación Officials (AASHTO), y el Unified Soil Clasification System, conocido como sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S), aplicada a en nuestro trabajo.

Los suelos se clasifican en tres grandes grupos que son:

Arenas y Gravas: Son materiales granulares no plásticos.

Limos: Son suelos algo plásticos.

Arcillas: Son suelos muy cohesivos y plásticos.

En esta clasificación, los suelos se clasifican en siete grupos (A-1, A-2,..., A-7), según su granulometría y plasticidad. Más concretamente, en función del porcentaje que pasa por los tamices nº 200, 40 y 10, y de los Límites de Atterberg de la fracción que pasa por el tamiz nº 40. Estos siete grupos se corresponden a dos grandes

---

<sup>7</sup>Se usó como guía el Reglamento de drenaje pluvial del municipio de Managua. Managua, 2012

categorías de suelos, suelos granulares (con no más del 35% que pasa por el tamiz nº 200) y suelos limo-arcillosos (más del 35% que pasa por el tamiz nº 200).

La categoría de los suelos granulares; gravas, arenas y zahorras; está compuesta por los grupos A-1, A-2 y A-3, y su comportamiento en explanadas es, en general, de bueno a excelente, salvo los subgrupos A-2-6 y A-2-7, que se comportan como los suelos arcillosos debido a la alta plasticidad de los finos que contiene, siempre que el porcentaje de estos supere el 15%. Los grupos incluidos por los suelos granulares son los siguientes:

-A-1: Corresponde a una mezcla bien graduada de gravas, arenas (gruesa y fina) y finos no plásticos o muy plásticos. También se incluyen en este grupo las mezclas bien graduadas de gravas y arenas sin finos.

- A-1-a: Incluye los suelos con predominio de gravas, con o sin material fino bien graduado

- A-1-b: Incluye suelos constituidos principalmente por arenas gruesas, con o sin material fino bien graduado.

- A-3: Corresponde, típicamente, a suelos constituidos por arena fina de playa o de duna, de origen eólico, sin finos limosos o arcillosos o con una pequeña cantidad de limo no plástico. También incluyen este grupo, los depósitos fluviales de arena fina mal graduada con pequeñas cantidades de arena gruesa o grava.

- A-2: Este grupo comprende a todos los suelos que contienen un 35% o menos de material que pasa por el tamiz nº 200 y que no pueden ser clasificados en los grupos A-1 y A-3, debido a que el porcentaje de finos o la plasticidad de estos (o ambas cosas) están por encima de los límites fijados para dichos grupos. Por todo esto, este grupo contiene una gran variedad de suelos granulares que estarán entre los correspondientes a los grupos A-1 y A-3 y a los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

- A-2-4 y A-2-5: En estos subgrupos se incluyen los suelos que contienen un 35% o menos de material que pasa por el tamiz nº 200 y cuya fracción que pasa por el tamiz nº 40 tiene las características de los grupos A-4 y A-5, de suelos limosos. En



estos subgrupos están incluidos los suelos compuestos por grava y arena gruesa con contenidos de limo o índices de plasticidad por encima de las limitaciones del grupo A-1, y los suelos compuestos por arena fina con una proporción de limo no plástico que excede la limitación del grupo A-3.

- A-26 y A-2-7: En estos subgrupos se incluyen suelos como los descritos para en los subgrupos A-2-4 y A-2-5, excepto que los finos contienen arcilla plástica con tienen las características de los grupos A-6 y A-7.

La categoría de los suelos limo-arcillosos está compuesta por los grupos A-4, A-5, A-6 -y A-7, cuyo comportamiento en explanadas va de regular a malo. En esta categoría los suelos se clasifican en los distintos grupos atendiendo únicamente a su límite líquido y a su índice de plasticidad, según las zonas del siguiente gráfico de plasticidad, ver figura7. De esta forma se clasifican también los suelos del grupo A-2 en los distintos subgrupos.

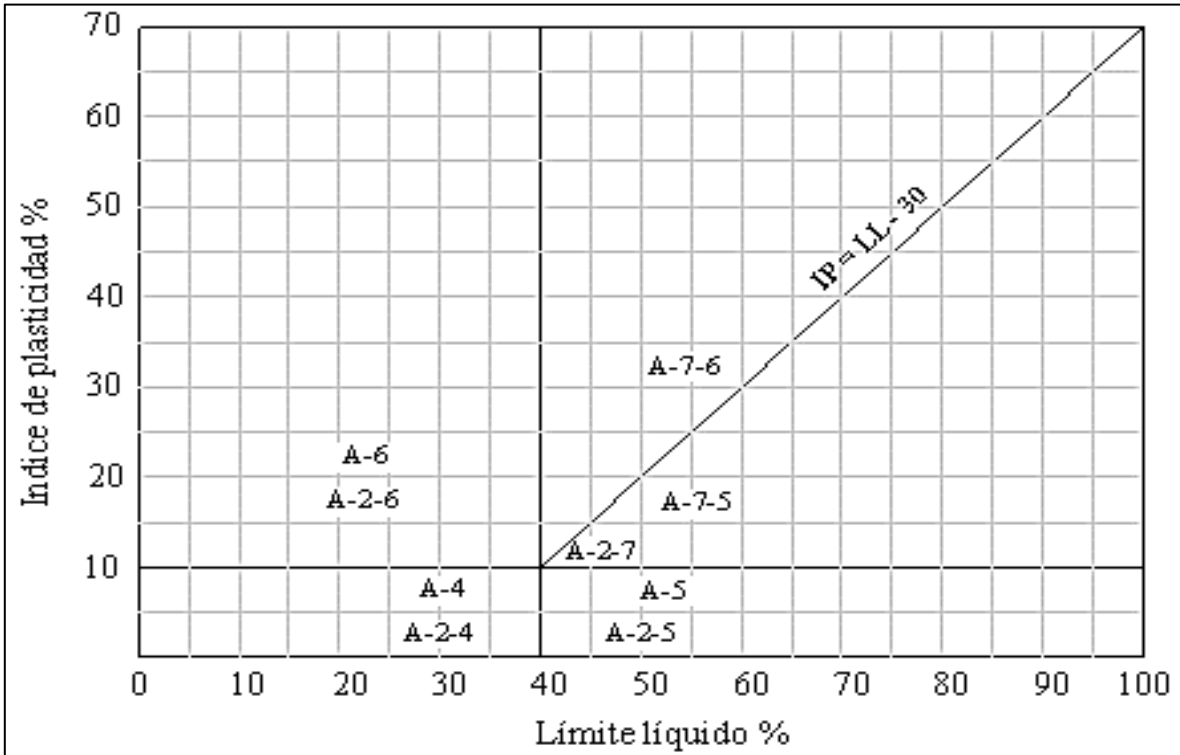


Figura 7. Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos del A-2 al A-7 (Normas ASTM D-3282)

Los grupos incluidos en los suelos granulares son los siguientes:

- A-4: El suelo típico de este grupo es un suelo limoso no plástico o moderadamente plástico, que normalmente tiene un 75% o más de material que pasa por el tamiz nº 200. También se incluyen en este grupo los suelos constituidos por mezclas de suelo fino limosos y hasta un 64% de gravas y arenas.
- A-5: El suelo típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-4, salvo que suele tener carácter diatomáceo o micáceo, y pueden ser muy compresibles, como indica su elevado límite líquido.
- A-6: El suelo típico de este grupo es un suelo arcilloso plástico, que normalmente tiene un 75% o más de material que pasa por el tamiz nº 200. También se incluyen en este grupo las mezclas de suelo fino arcilloso y hasta un 64% de gravas y arenas. Estos suelos, experimentan generalmente grandes cambios de volumen entre los estados seco y húmedo.
- A-7: El suelo típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-6, salvo que tiene las características de elevado límite líquido del grupo A-5, y puede ser elástico y estar sujeto a grandes cambios de volumen.
- A-7-5: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen.
- A-7-6: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad elevado en relación con el límite líquido y que están sujetos a cambios de volumen muy importantes.

### **3.7.2. Clasificación según (ASTM D-2487)**

#### **3.7.2.1 Clasificación unificada de suelos (USCS)**

Esta clasificación divide los suelos en: suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos orgánicos. Los suelos de grano grueso y fino se distinguen mediante el tamizado del material por el tamiz No. 200.

Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz No. 200, fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Suelos gruesos: Se dividen en gravas (G) y arenas (S), se separan con el tamiz No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo G, si más del 50% del peso de su fracción gruesa queda retenido en el tamiz No. 4 y pertenecerá al grupo S, en caso contrario.

Gravas: Si el porcentaje de finos, contenidos en la grava, es menor del 5% la grava puede ser bien graduada (GW) si cumple que el coeficiente de curvatura (Cc) presente entre 1 y 3 y el coeficiente de uniformidad (Cu) sea mayor de 4, si no cumple los coeficientes anteriores la grava será mal graduada (GP).

El símbolo GP indica gravas pobremente graduadas o mal graduadas.

Si el porcentaje de finos contenidos en la grava es mayor del 12% la grava puede ser GC si los finos son arcilla y GM si los finos son limos.

El símbolo GM indica gravas limosas, y el símbolo GC indica gravas arcillosas.

Si el porcentaje de finos está entre 5 y 12%, se usa símbolo doble, por ejemplo, GW-GC.

Arenas: Si el porcentaje de finos, contenido en la arena es menor del 5%, la arena puede ser, bien gradada (SW) si cumple que  $1 < C_c < 3$  y  $C_u > 6$ ; si no cumple los coeficientes anteriores, la arena será mal gradada (SP).

Si el porcentaje de finos, contenido en la arena es mayor del 12%, la arena puede ser arcillosa (SC), si los finos son arcilla, o limosa (SM) si los finos son limo.

Si el porcentaje de finos está entre 5 y 12% se usa símbolo doble, por ejemplo, SP-SM. Los coeficientes de curvatura ( $C_c$ ) y de uniformidad ( $C_u$ ) permiten comparar y calificar granulometrías.

A partir de la curva granulométrica, se puede deducir en primera instancia el tipo de suelo principal y los componentes eventuales.

Se puede encontrar el diámetro efectivo de los granos ( $D_{10}$ ); que es el tamaño correspondiente al 10% en la curva granulométrica y se designa como  $D_{10}$ .

Otros tamaños definidos estadísticamente que son útiles incluyen  $D_{60}$ ;  $D_{30}$ .

## **CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA**

A continuación, se abordan los aspectos fundamentales, base para la idealización, y concepción de los diseños, se mencionan las teorías en conformidad con las normas implementadas.

### **4.1. Estudios generales**

#### **4.1.1. Recopilación de información**

Se adquirió información de las siguientes instituciones y empresas: ENACAL Managua, INETER, Alcaldía de Managua, AMANCO, DURMAN, INSA.

Se obtuvieron planos de síntesis de vialidad a corto y largo plazo, de zonificaciones de uso de suelo, tipografía de viviendas, vulnerabilidad del manto acuífero, restricciones físico natural.

Se adquirieron documentos clave como las curvas IDF más actuales de la estación meteorológica del Aeropuerto Internacional, manuales de operación y mantenimiento de plantas de tratamiento, modelos de diseño de tanques de concreto, registro de costo de operación de plantas de tratamiento.

#### **4.1.2. Levantamiento topográfico**

Se aplicó el método de nivelación simple en el eje de las calles, se obtuvieron las cotas donde se ubicarán los pozos de vitas, tragantes, pozos de absorción, y planta de tratamiento

Se rectificó las cotas encontradas del plano de la propiedad proporcionado por INSA, se plantearon las áreas donde se ubicó el sistema de tratamiento y pozos de absorción.

#### **4.1.3. Análisis del mapeo de inundación**

Por medio de estudios hidrológicos previos, se identificó las subcuencas que producirá esorrentía que afectará al proyecto, Tales áreas concurren hacia la

carretera Las Jagüitas, las cuales drenan en cierta parte por el terreno del proyecto, para evitar el ingreso de estas aguas se calculó un caudal de diseño. Se implementó el programa dinámico de inundación de precipitaciones EPA-SWMM 5.1

En base a las características topográficas del proyecto, en la zona frontal se estimó una lámina de inundación, con esta altura se diseñó una terraza para evitar el ingreso de escorrentía. Ver figura 8.

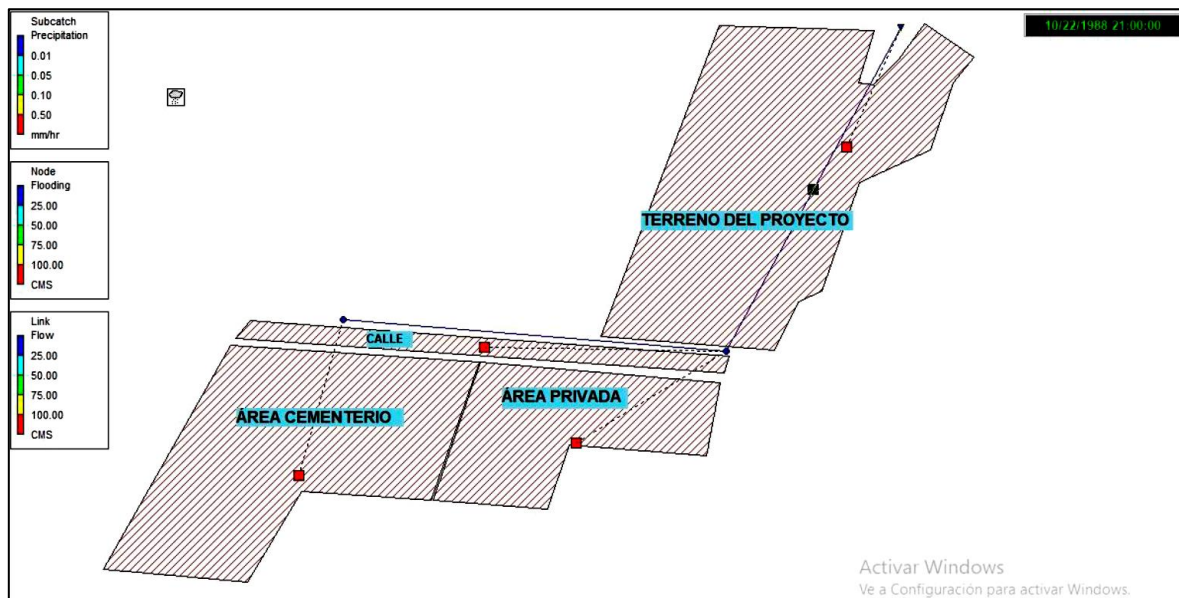


Figura 8. Localización de áreas que afectan el proyecto.

#### 4.1.4. Pruebas de presión estática

Ésta se realizó en un periodo de 10 horas de forma continua, se registró cada hora la presión por medio de un manómetro de glicerina en psi, la prueba se llevó a cabo dentro del proyecto, en una toma de agua de tubería de ½ pulgada (12.5 mm). Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 36 de ANEXO A.

Para estimar la calidad del servicio de abastecimiento de agua potable, se entrevistó a vecinos. Se obtuvieron referencias de buen servicio todo el año, se ubicaron tuberías de hasta 4 pulgadas (100 mm) que pasan bajo la carretera Las Jagüitas.

Por medio de extrapolaciones se definieron las presiones que fueron usadas en los análisis de la red de agua potable. Estos resultados se muestran en la tabla 37 de ANEXO A.

#### **4.1.5. Estudio de suelo**

##### **4.1.5.1. Sondeos manuales**

Se excavaron un total ocho sondeos a lo largo del eje donde se ubicaron las calles de la urbanización y en el área donde se pretende ubicar la planta de tratamiento de agua residual, se siguió la metodología del ASTM y la del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

Se analizaron un total de veinticuatro muestras de suelo, tres por cada sondeo. A cada una se le realizaron pruebas de laboratorio realizados en el laboratorio de Suelos de la Facultad de Tecnología de la Construcción (FTC), de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). Se realizaron los siguientes ensayos:

- Preparación de la muestra
- Análisis granulométrico: % de suelo menor que la malla 200, limite líquido, limite plástico, índice plasticidad, clasificación.
- Relación volumétrica: porosidad, peso seco máximo, determinación de la humedad.

El resultado de las pruebas de laboratorio se resume en las tablas 38, 39, 40 y 41 de ANEXOS B.

##### **4.1.5.2. Pruebas de infiltración**

Se realizaron dos pruebas, una a tres metros de profundidad donde se construirá el pozo de absorción para agua residual y otra a seis metros donde se ubicarán los pozos de absorción de agua pluvial, en ellas se cuantificó la velocidad de infiltración, de los estratos.

Se extrajeron muestras de suelo de las paredes de la calicata para clasificar el tipo de estrato donde se realizó la prueba, los resultados obtenidos se resumen en las tablas 42, 43 y 44 de ANEXOS B.

## **4.2. Sistema de distribución agua potable**

### **4.2.1. Trazado**

Mediante los planos de planimetría de la urbanización, en combinación de las curvas de nivel, se ubicaron las tuberías en las calles principales orientadas al sur y al este dejando una separación de 1.5 metro de la cuneta, la distancia máxima entre nodos 200 metros, para evitar sobre demandas en las mallas.

### **4.2.2. Población de diseño**

Los modelos de crecimiento más utilizados son:

#### **4.2.2.1. Modelo geométrico**

Basado en el crecimiento proporcional al tamaño de la población en un determinado tiempo: cada generación brinda individuos que se multiplican cada uno por su cuenta, a la vez se crean generaciones que se reproducen de manera similar, la fórmula utilizada es la siguiente:

$$rg = \left(\frac{P_n}{P_0}\right)^{1/n} - 1$$

Donde:

$rg$ = tasa de crecimiento geométrico.

$P_n$ = población mayor de último censo.

$P_0$ = población menor.

$n$ = año último censo –año población menor =  $t_2 - t_1$

El modelo geométrico basado en factores económicos, sociológicos y políticos se emplea la siguiente fórmula:



$$Pf = Po(1 + rg)^n$$

Donde:

$Pf$  = población al final del periodo de diseño

$Po$  = población actual.

$n$  = periodo de diseño en años

$rg$  = tasa de crecimiento geométrico.

#### **4.2.2.2. Modelo de saturación de población**

Usado en poblaciones pequeñas donde se conocerá la cantidad de casas que albergará una pequeña ciudad, se implementa en proyectos urbanísticos, la formula a utilizarse será la siguiente:

$$\text{Población de diseño} = I_h * N_c$$

Dónde:

$I_h$  = índice habitacional para zona urbana de alta densidad se considera 6 hab/casa

$N_c$  = número de casas.

En este caso se usó el método de saturación de población, se consideró la relación de 6 habitantes/vivienda, para un total de 131 casas. Debido que el proyecto en estudio solo contempla el desarrollo de viviendas familiares, solo se consideró consumos domésticos y consumo de riego para áreas verdes, Según las normas del INAA.

#### **4.2.3. Nivel de servicio**

La dotación para zonas de baja densidad poblacional en Managua se estableció en 150 litros por persona al día, la dotación para áreas verdes se fijó en 2 litros por metro cuadrado por día según manuales de urbanismo, el consumo contra incendio se estableció en 15.77 l/s.

Se utilizó una cobertura de 100%. Todas las casas estarán conectadas por medio de conexiones domiciliarias. Gozarán de un buen servicio de agua potable al final del periodo de diseño.

#### 4.2.4. Consumo de agua y sus variaciones

El consumo es el volumen de agua utilizado por una persona en un día y se expresa en litros por habitante por día (l/hab/d). Para el caso particular de Managua, dicho volumen se rige por las normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del Agua (NTON 09 003-99). Las dotaciones de agua se establecen en base a la clasificación del barrio y densidad. Ver Tabla 1.

Tabla 1. Dotaciones de agua en base a la clasificación del barrio y densidad.

Clasificación de Barrios	Dotación	
	gl/hab/día	lt/hab/día
a- Asentamientos progresivos	10	38
b- Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas	45	170
c- Zonas de alta densidad	40	150
d- Zonas de media densidad	100	378
e- Zonas de baja densidad	150	568

Fuente: Normas Técnicas para el Diseño de Abastecimiento y potabilización del Agua (NTON 09 003-99).

##### 4.2.4.1. Clasificación de los barrios

###### a- Asentamientos progresivos

Son unidades de viviendas construidas con madera y láminas, frecuentemente sobre un basamento de concreto. Estos barrios no tienen conexiones privadas en la red de agua potable, pero se abastecen mediante puestos públicos.

###### b- Zonas de máxima densidad y actividades mixtas

Las viviendas avicinan talleres y pequeñas industrias en un tejido urbano heterogéneo. En términos de superficie, las viviendas ocupan un promedio del 65% del área total del terreno y todas están conectadas a la red de agua potable.

c- Zonas de alta densidad

En los núcleos de viviendas de estas zonas se encuentran construcciones de todo tipo, desde la más sencilla, hasta casas de alto costo, pero en lotes con dimensiones y áreas homogéneas (150 m<sup>2</sup> a 250 m<sup>2</sup>). Casi todas las viviendas están conectadas a la red de agua potable.

d- Zonas de media densidad

Se trata de viviendas de buen nivel de vida con áreas de lotes que varían entre los 500 m<sup>2</sup> y 700 m<sup>2</sup>. Todas están conectadas a la red de agua potable.

e- Zonas de baja densidad

Son áreas de desarrollo con viviendas de alto costo y de alto nivel de vida construidas en lotes con área mínimas de 1,000 m<sup>2</sup>. Todos conectados a la red de agua potable.

#### **4.2.4.2. Agua para riego en áreas verdes**

La cantidad de agua necesaria para el riego de áreas verdes se define por medio del manual de la OPS 1972- curso de instalaciones hidrosanitarias en edificios, definida en 2 litros por metro cuadrado por día.

#### **4.2.4.3. Agua para incendios**

Se define por medio de las normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99), para el caso de áreas residenciales de construcción unifamiliares continuas, la capacidad de los hidrantes será de 250 gpm (15.77 l/s).

Los hidrantes se localizarán en las líneas principales de la red, cubrirán un radio de protección de 200 metros, para zonas urbanas se recomienda que los hidrantes sean de 100 mm de diámetro, provistos de dos bocas de 2 ½ “(62.5 mm) de diámetro con roscas.

#### **4.2.4.4. Variaciones de consumo**

Las variaciones de consumo están expresadas como factores de la demanda promedio diaria:

El consumo promedio diario CPD es igual al producto de la población a servir por la dotación per cápita.

$$CPD = (Pn * Dotación)/86400$$

Las variaciones de consumo estarán expresadas en porcentaje de la demanda promedio diario total (CPDT).

Según las normas para diseño de abastecimiento y potabilización de agua potable (NTON 09 003-99) establece para la ciudad de Managua.

El consumo promedio diario total CPDT es igual al CPD incrementado en 20% por pérdidas de agua en el sistema.

$$CPDT = 1.20 * CPD$$

Consumo máximo día:

$$CMD = 1.30 * CPDT$$

Consumo máximo hora:

$$CMH = 1.50 * CPDT$$

## 4.2.5. Parámetros de diseño red de distribución de agua potable

### 4.2.5.1 Velocidades

Se permiten Velocidades de flujo de 0.6 m/s a 2.0 m/s, o según el material que está compuesta la tubería. Ver Tabla 2.

Tabla 2. Velocidades en tuberías.

Material	Máxima	Mínima
Concreto	3.00 m/s	0.30 m/s
Acero	5.00 m/s	0.30 m/s
Fibro-cemento	5.00 m/s	0.30 m/s
PVC (policloruro de vinilo)	5.00 m/s	0.30 m/s

Fuente: Normas Técnicas para el Diseño de Abastecimiento y potabilización del Agua (NTON 09 003-99).

### 4.2.5.2 Presiones

Las presiones mínimas residuales serán de 14 m; la estática máxima de 50 m en la red principal.

### 4.2.5.3 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución será de 2" pulgadas (50 mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima, en zonas donde razonablemente no se vaya a producir un aumento de densidad de población, podrá usarse el diámetro mínimo de una pulgada y media 1 ½" (37.5 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 m.

#### 4.2.5.4 Coeficiente de rugosidad de Hazen & Williams “C”

Se utilizó según material descrito en la Tabla 3.

Tabla 3. Coeficiente de rugosidad.

Material	“C”
Tubo de hierro galvanizado	100
Tubo de concreto	130
Tubo de hierro fundido	130
Tubo PVC	150

Fuente: Normas Técnicas para el Diseño de Abastecimiento y potabilización del Agua (NTON 09 003-99).

#### 4.2.5.5 Cobertura mínima

Se permite una profundidad mínima de 1.2 m en calles de tránsito vehicular y para calles peatonales de 0.70 m. las tuberías deberán resistir las presiones internas estáticas, dinámicas de golpe de ariete, las presiones externas de rellenos y cargas vivas debido al tráfico.

#### 4.2.6. Análisis hidráulico de la red

La red se diseñó para estar conectado a la red pública de abastamiento de agua potable de ENACAL. Se dimensionó a partir del consumo doméstico y consumo para áreas verdes.

El procedimiento para la concepción de la red a la tubería pública se detalla en ANEXO C. Los pasos a seguir para la aprobación del proyecto y la forma de como intervendrá ENACAL.

El coeficiente de capacidad hidráulica (C) en fórmula de Hazen Williams. Fue de 150 para cloruro de polivinilo (PVC).

Mediante el uso del programa EPANET, se desarrollaron los análisis de comportamiento de red, sometiéndola a posibles escenarios críticos, donde se comprobó si el diseño satisface los requerimientos impuestos.

EPANET tiene la gran ventaja de que es un programa gratuito que, además, resulta extremadamente fiable para la modelación de sistemas complejos, ofrece la versión “matemática” de elementos físicos de los sistemas de distribución de agua potable tales como estanques, embalses, tuberías y bombas, entre otros, de forma tal que, previa introducción de la información básica requerida por cada uno de ellos, se ensambla un modelo matemático que simula las condiciones hidráulicas en dicho sistema, generando a su vez parámetros tales como presiones, niveles de agua y velocidades.

#### **4.2.6.1. Casos de análisis de red**

Se analizaron tres casos, los primeros dos representan ser lo más críticos que se pueden generar en circunstancias regulares de suministro diario, el último análisis es un caso puntual de suma importancia, para la prevención de siniestros.

1- Consumo máximo hora, con presión mínima en el punto de acople: su finalidad es reconocer las áreas donde se producen bajas presiones, si algún nodo no cumple con la presión mínima se deberá modificar los diámetros,

2- Sin consumo en la red, con presión máxima en el punto de acople: su finalidad es reconocer las áreas donde se producen altas presiones que puedan generar daños en la tubería, si en algún nodo sobrepasa la presión máxima se deberá modificar los diámetros o implementar válvulas reductoras de presión.

3- Consumo máximo día más incendio: su finalidad es la revisión y mejora de la red, se busca reconocer el mejor lugar para ubicar hidrantes, tal punto deberá proporcionar el suministro necesario para atender un posible incendio promedio de dos horas.

### 4.3. Sistema alcantarillado sanitario

Se implementaron los razonamientos técnicos definidos en la norma “Diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento” en conjunto con la “Normativa de alcantarillado sanitario simplificado, guía de criterios técnicos para el diseño” emitidos por el INAA.

#### 4.3.1. Periodo de diseño

Mediante la tabla 4, Se establece el periodo de diseño de cada elemento que posee el sistema de alcantarillado.

Tabla 4. Periodos de diseño para estructuras de los sistemas de alcantarillado.

Tipo de estructura	Características Especiales	Periodos de diseño (años)
Colectores Principales	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Emisarios de descarga		
Tuberías Secundarias		25 o más
Planta de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse en etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto		50
Equipo de bombeo:		
a) De gran tamaño		15 a 25
b) Normales		10 a 15

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

#### 4.3.2. Trazado de la red

Mediante los planos de planimetría de la urbanización, en combinación de las curvas de nivel, se ubicarán las tuberías en las calles principales orientadas al norte y al oeste dejando una separación de 1.5 metro de la cuneta, la distancia máxima entre pozos de visita sanitario fue de 100 metros para limpieza con equipo manual, se



ubicarán en los puntos donde se unen dos o más colectores, al inicio de cada colector cabecero.

### **4.3.3. Gasto de agua**

La dotación para agua potable para Managua en zonas de baja densidad poblacional fue 140 lppd, según la guía técnica “Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento”, debido a los diferentes usos del suministro de agua potable como riego, lavado de pisos entre otros, se consideró un coeficiente de retorno de 80%.

Para tubería de PVC se utilizó un gasto de infiltración = 5000 l/ha/día.

#### **4.3.3.1. Caudales**

Se calcularon a partir de las siguientes expresiones.

$$\text{Caudal promedio } (Q_{prom}) = \text{Dotación} * \text{población} * 0.80$$

$$\text{Caudal máximo } (Q_{max.}) = Q_{prom} * FH; \quad FH = 1 + \frac{14}{(4+P^{0.5})}; \quad P = \frac{1}{1000}$$

$$\text{Caudal mínimo } (Q_{min.}) = Q_{prom}/5$$

$$\text{Caudal de diseño } (Q_d) = Q_{max} + Q_{infil}$$

#### **4.3.4. Hidráulica de las alcantarillas**

El modelo de cálculo implementa el escurrimiento en régimen permanente y uniforme. La velocidad y caudal medio, permanecerá constante en un determinado tramo de conducto. Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionarán de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema.

#### 4.3.4.1 Fórmula de Manning

Las redes de alcantarillado sanitario se deberán diseñar como conductos sin precio, como canales abiertos. Para el cálculo de la velocidad en canales, tuberías y conductos se usará la expresión:

$$\frac{Q}{\sqrt{S}} = \frac{A * Rn^{\frac{2}{3}}}{n}$$

Donde:

$Q$  = caudal en  $m^3/s$

$S$  = pendiente en  $m/m$

$A$  = área de la sección transversal en ( $m$ )

$Rn$  = Radio hidráulico de la sección transversal

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning.

Según el tipo de tubería, se usará la Tabla 5.

Tabla 5. Coeficientes "n" de la ecuación de Manning.

Material	Coeficiente "n"
Concreto	0.013
polivinilo (PVC)	0.009
polietileno (PE)	0.009
Asbesto-cemento (AC)	0.01
Hierro galvanizado (H°G°)	0.014
Hierro fundido (H°F°)	0.012
Fibra de vidrio	0.01

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

#### **4.3.4.2 Tensión de arrastre**

Pendiente longitudinal mínima: Esta es aquella que produzca una velocidad de auto lavado. La cual se podrá determinar aplicando el criterio de tensión de arrastre, definida por:  $f = W R S$

Donde:

$f$  = Tensión de arrastre en Pa

$W$  =Peso específico del líquido en N/m<sup>3</sup>

$R$  = Radio hidráulico a gasto mínimo en m

$S$  = Pendiente mínima en m/m

Nota: la menor será igual 1 Pa.

#### **4.3.5. Parámetros de diseño**

##### **4.3.5.1 Diámetro mínimo de tubería**

En sistema simplificado tiene como mínimo 6 pulgadas (150 mm) o mayores.

##### **4.3.5.2 Tirantes máximos**

50% para tuberías de 100 mm y 75% para tuberías de 150 mm y mayores.

##### **4.3.5.3 Velocidades permisibles**

0.3 m/s la mínima y 5 m/s la máxima, la máxima velocidad depende del material de la tubería y la capacidad de esta.

##### **4.3.5.4 Pérdida de carga adicional**

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a  $0.25 (V \cdot m)^2 / 2g$  entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (P.V.S) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3cm

#### **4.3.5.5 Ubicación de tuberías**

Mediante los planos topográficos se situaron las tuberías en las calles principales orientadas al norte y al oeste dejando una separación de 1.5 metro de la cuneta. Se debe tomar en cuenta las características geológicas del subsuelo donde se apoyará la tubería, para evitar posibles daños

#### **4.3.5.6 Ángulos entre tubería**

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida debe tener un valor mínimo de 90° y máximo de 270°, medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj, partiendo de la tubería de entrada.

#### **4.3.5.7 Pozos de visita y dispositivos de inspección**

Se ubicaron pozos de visita en los siguientes casos:

- Por cada 100 m, en los cambios de dirección horizontal y vertical de la tubería.
- En el inicio de la red o ramal, en la unión de dos o más ramales o colectoras.
- En casos en que se tengan que utilizar caídas en un dispositivo de inspección se deben considerar lo siguiente: Se permite caída libre hasta: 0.60 m, Cuando la caída sea mayor de 0.60 m se debe utilizar bajante.

Para pozos con profundidades mayores de 3 m, se determinó el grosor de la pared, para que resista los esfuerzos a que será sometida durante el funcionamiento del sistema. El diámetro interno (D) del pozo será 1.20 m, para alcantarillas con  $\emptyset$ : 750 mm y menores; para alcantarillas con  $\emptyset$  mayores de 750 mm, D deberá ser igual a  $\emptyset + 600$  mm

#### **4.3.5.8 Cobertura sobre tuberías**

En el diseño se mantuvo una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las

viviendas hacia las recolectoras, 1.2 metros sobre corona en calles, para salvar obstáculos permite colocar tuberías a menores profundidades, la tubería será encajonada en concreto simple de espesor mínimo de 15 centímetros.

#### **4.3.6. Comportamiento hidráulico de la red**

Las tuberías del sistema serán de PVC, se usó la ecuación de Manning para su diseño hidráulico manteniendo un coeficiente “n” de 0.009, El diámetro mínimo utilizado fue de 150 mm, se tomó en cuenta la tensión de arrastre para cada conducto de modo que esta no fuera menor a 1Pa. Los tirantes de los colectores se diseñaron a un 75% del diámetro de la tubería y en los ramales al 50%. Se calculó una pérdida de carga en el colector que corresponde al 25% de la energía cinética del fluido.

#### **4.4. Tratamiento de aguas residuales**

Los criterios técnicos utilizados en los diseños fueron tomados de la norma “Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento” en conjunto con la “Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estilización”, OPS/CEPIS.

##### **4.4.1. Estudio de alternativas de tratamiento**

Se procuró establecer o escoger la planta de tratamiento que sea compacta y fácil de operar con el menor personal posible, que trabaje de forma óptima en el espacio establecido por los promotores de la urbanización.

Una variable de suma importancia para la selección del sistema, resulta ser el costo del concreto y acero, por ello se recurrió a ser prediseños estructurales de los tanques que se implementarían en cada alternativa. Se empleó las normas del ACI, PCA Y Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.

Se hizo una valoración de alternativas, donde se incluyeron los costos de construcción, operación, mantenimiento, eficiencias en remoción de materiales orgánicos y patógenos.

De consideraciones previas resultaron tres alternativas de tratamiento, las cuales presentaban características que podían satisfacer las condiciones impuesta, en todas se definió como pretratamiento, implementar una combinación de reja de limpieza manual colocada sobre un canal rectangular de entrada, que conducirá el flujo hasta un desarenador de flujo horizontal.

Finalizada la etapa de pretratamiento, las aguas residuales serán conducidas por medio de un canal rectangular, a los elementos de tratamiento primario y secundario. A continuación, se presentará las tres alternativas que fueron analizadas.

- Alternativa 1: Tanque séptico seguido de filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA).
- Alternativa 2: Tanque Imhoff más biofiltro de flujo subsuperficial.
- Alternativa 3: Tanque Imhoff, seguido de filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA).

Finalizada las etapas de tratamiento, el agua resultante será transportada por medio de tuberías al pozo de absorción. Las tres propuestas representan una solución para el manejo y disposición de las aguas residuales generadas por la urbanización.

#### **4.4.2. Variables de análisis**

Las Variable de estudio para selección de una alternativa de sistema de tratamiento, son las siguientes:

- 1- Población a servir: tiene que ser el total de la población calculada para el final del periodo de diseño.
- 2- Área: esta la impone los desarrolladores de la urbanización, para la cual se ajustará la planta de tratamiento.
- 3- Excavación: la que resulte de las dimensiones de los diseños previos, cuáles se harán en base a los reglamentos de INAA.

4- Concreto: la cantidad a emplearse se definirá a partir de prediseños estructurales acordes a las normas del ACI, Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07, Método Simplificado de la PCA, de los cuales se determinarán los espesores de los tanques de concreto reforzado a implementarse, el costo de construcción se definirá por medio de tablas de costos de la empresa constructora INSA.

5- Acero: la cantidad de acero de refuerzo a emplearse se definirá a partir de prediseños estructurales acordes a las normas del ACI, Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07, Método Simplificado de la PCA, de los cuales se determinarán la forma y tipo de acero de refuerzo de los tanques, el costo de construcción se definirá por medio de tablas de costos de la empresa constructora INSA.

6- Material relleno: el que sea necesario según los diseños.

7- Operación y Limpieza: el tipo de operación y frecuencia se definieron por medio del manual de mantenimiento en los sistemas de alcantarillado sanitario del INAA, su costo se deducirá por medio de planillas en gastos de operación y mantenimiento de plantas homólogas.

8- Eficiencia de remoción de DBO5 y coliformes: la que resulte del modelo teórico de diseño empleado, o la resultante de registros de plantas homólogas.

#### **4.4.3. Diseño de alternativas**

A continuación, se muestran los criterios de diseños implementados para cada alternativa propuesta. Se seleccionó el sistema de tratamiento más barato, que cumpla con todas las variables de análisis antes mencionadas.

##### **4.4.3.1 Rejas de limpieza manual**

Los criterios de diseño se definieron según la tabla 6. Descrita a continuación.

Tabla 6 Información para el diseño de rejillas de barras.

Parámetro	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Sección de barra		
Anchura(mm)	5-15 5-15	5-15
Profundidad(mm)	25-37.5	25-37.5
Separación entre barras(mm)	25-50	15-75
Angulo con la vertical(grados)	30-45	0-30
Velocidad de aproximación(m/s)	0.30-0.60	0.60-1.10
Perdidas de carga admisible(m)	0.15	0.15

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

Se implementaron las siguientes ecuaciones base, para definir el elemento de pretratamiento:

1- Caudal máximo de diseño:

$$Q_{max} = Q_{prom} * FH, \quad FH = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})}, \quad P = \frac{1}{1000}$$

2- Alturas máximas y media: determinadas por medio de la fórmula de Manning:

$$\frac{Q * n}{S^{0.5}} = A * Rn^{\frac{2}{3}} \text{ para } A = B * H \text{ y } Rn = \frac{A}{P} = \frac{B * H}{B + 2H}$$

donde n= 0.0013 para concreto y = 0.005.

3- Área útil:

$$A_u = A_{total} * E = h_{max} * B * E, \quad \text{donde } E = \frac{a}{a + t}$$

4- Tipo de rejjas:

Finas  $a = \text{entre } 1 - 2 \text{ cm}, t = 3/8''$

Medianas  $a = \text{entre } 2 - 4 \text{ cm}, t = 1/2'' \text{ a } 3/4''$

Gruesas  $a = \text{entre } 4 - 10 \text{ cm}, t > 1/2''$

5- Velocidades de paso:



$$Vp = \frac{Q_{max}}{Au}$$

6- Pérdidas cuando la reja está limpia:

$$hf = \beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen}\theta * Vm^{2/2g}$$

donde  $\beta=1.79$  para barras circulares

$\theta$ =Ángulo de inclinación de la reja=60°

g= Aceleración de la gravedad

7- Pérdidas cuando la reja está sucia

$$hfo = hf * \left(\frac{E}{Eo}\right)^2, \quad \text{donde } Eo = 0.75 * E$$

8- Altura total del canal:

$$y = Hmax + hfo + bl, \quad \text{donde } bl = \text{borde libre}$$

#### 4.4.3.2 Desarenador

Tiene como objetivo retener las partículas más pesadas, para contribuir con la reducción del volumen de lodos. Los parámetros de diseño se resumen en tabla 7. Detallada a continuación.

Tabla 7. Información para el diseño de desarenador de flujo horizontal.

Parámetro	Valores	
	Intervalo	Típico
Tiempo de retención(s)	45-90	60
Velocidad horizontal (m/s)	0.24-0.40	0.3
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		1.15
Malla 65 (m/min)	0.95-1.12	0.75
Malla 106(m/min)	0.60-0.90	
Relación largo: ancho	2.5:1-5:1	

Relación largo: profundidad	1:1-5:1	
Carga superficial (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> día)	700-1600	
Incremento de la longitud por turbulencia en la entrada y salida, Hm= profundidad máxima del desarenador, L= longitud teórica	2Hm-0.5L	

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

Se implementaron las siguientes ecuaciones base, para definir el elemento de pretratamiento:

1- Velocidad de sedimentación de partícula:

$$V_s = \frac{g(p_s - p)d^2}{18\mu}$$

Dónde:

$p_s$  = peso específico de la partícula

$p$  = peso específico del fluido agua

$d = \emptyset$  partícula

$\mu$  = viscosidad cinemática

$g$  = aceleración de la gravedad.

2- Periodo de retención hidráulico:

$$\theta / t_s = \frac{\theta}{H * 100 / V_s} = 2.33 \quad \text{para } \emptyset = 0.05 \text{ mm}$$

Dónde:

$\theta$  = periodo de retención hidráulico

$t_s$  = tiempo de sedimentación de la partícula

$H$  = altura del tanque

$V_s$  = velocidad de sedimentación de la partícula

3- Volumen tanque:

$$Vol = \theta * Q_{max}$$

4- Área superficial de tanque:

$$AS = \frac{Vol}{H}$$

5- Carga hidráulica Superficial:

$$q = \frac{Q_{max}}{AS}$$

6- Velocidad horizontal:

$$V_h = \frac{q * 100 * l}{H}$$

7- Velocidad horizontal máxima:

$$V_{h_{max}} = 20 * V_s$$

8- Velocidad de suspensión máxima:

$$V_{sus} = \left( \frac{8k(ps - p)}{f} \right)^{0.5}, \quad \text{para arena } k = 0.04, f = 0.03$$

9- Ancho de tanque:

$$b = \left( \frac{AS}{5} \right)^{0.5}$$

10- Largo de tanque:

$$l = b * 5$$

#### 4.4.3.3 Tanque séptico

Se diseñaron en base a un periodo de retención de seis meses, los criterios implementados corresponden a la tabla 8, descrita a continuación:

Tabla 8. Información para el diseño de tanque séptico.

Parámetro	Valores	
	intervalo	Típico
Número de cámaras	1-3	2
Tiempo de retención(día)	0.5-1	0.5
Relación larga: ancho	$2 < L/B \leq 4$	3
Ancho máximo		2H
Volumen primera cámara		2/3 *vol.
Volumen segunda cámara		1/3*vol.
Capacidad de lodo digerido(año)		1
Contribución de lodos fresco(L.pers./día)		1

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

Las ecuaciones necesarias para su diseño se describen a continuación:

1- Volumen requerido:

$$Vr = 1.3N(CT + 100 * hf)$$

Dónde:

$C$  = aporte per cápita

$T$  = tiempo de retención

$hf$  = contribución de lodos

$N$  = Población.

2- Volumen de Tanque:

$$VT = \frac{Vr}{\# \text{ tanques}}$$

3- Área de sección de tanque:

$$Ast = \frac{VT}{\text{altura de tanque}}$$

4- Base menor de tanque:

$$B = \left( \frac{Ast}{\text{relacion } L/B} \right)^{0.5}$$

5- Base mayor de tanque = relación L/B \* B

6- Longitud primera cámara:  $L_1 = 2/3 * L$

7- Longitud segunda cámara:  $L_2 = 1/3 * L$

#### 4.4.3.4 Tanque Imhoff

Se caracteriza por remover altas cantidad de carga orgánica y coliformes, en volúmenes de operación pequeños. Se diseñaron en base a la tabla 9, descrita a continuación:

Tabla 9. Información para el diseño de tanque Imhoff.

Parámetro	Valor		
	Unidad	intervalo	típico
Cámara de sedimentación			
Volumen	m3/hab	-	0.03
Carga superficial	m3/m2.h	1-1.7	1.35
Carga sobre vertedero efluente	m3/m.h	7-25	24
Tiempo de retención	H	2-4	2
Velocidad de flujo	cm/min	-	30
Relación largo: ancho	Relación	2:1, 5:1	03:01
Pendiente del fondo	Relación	5:4, 7:4	03:02
Abertura de comunicación entre cámaras	Cm	15-30	25
Proyección de salientes	Cm	15-30	25
Deflector de espumas			
Por debajo de la superficie	Cm	25-40	30

Por encima de la superficie	Cm	-	30
Borde libre	Cm	45-60	60
Zona de ventilación de gases			
Superficie en % del total	%	15-30	20
Anchura de abertura	Cm	45-75	60
Cámara de digestión			
Volumen	m3/hab	0.05-0.10	0.06
Pendiente del fondo	Relación		01:02
Tubería de extracción de lodos	Cm	20-30	25
Distancia libre hasta el nivel de lodos	Cm	30-90	60
Profundidad total del tanque	M	7.25-9.5	9

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

Las ecuaciones necesarias para su diseño se describen a continuación:

1- Concentración de DBO5al final de una etapa de tratamiento:

$$s = s_0 - (R * s_0)$$

2- Concentración de coliformes al final de una etapa de tratamiento:

$$CFE = x \log - 0.5 \log$$

3-Volumen Total de Sedimentación:

$$Vs = Qm * tr$$

4- Área Superficial Mínima de Sedimentación:

$$As = \frac{Qm}{Cs}$$

5- Ancho de Sedimentador:

$$Bs = \left( \frac{As}{relacion L/B} \right)^{0.5}$$

6- Longitud de Sedimentador:

$$L_s = B_s * \text{relacion } L/B$$

7- Altura Triangular de Sedimentador:

$$H_{ts} = \frac{B_s}{2} z$$

8- Área Transversal Triangular de Sedimentador:

$$A_{st} = \frac{B_s}{2} H_{ts}$$

9- Área Transversal Rectangular de Sedimentador:

$$A_{rs} = \frac{V_s - (A_{ts} * L_s)}{L_s}$$

10- Altura Rectangular del Sedimentador:

$$H_{rs} = \frac{A_{rs}}{B_s}$$

11- Área Transversal Total de cada Sedimentador:

$$A_{Tsu} = A_{rs} + A_{ts}$$

12- Altura Total de cada Sedimentador:

$$H_{Tsu} = H_{rs} + H_{ts}$$

13- Velocidad Horizontal de Flujo:

$$V_{flujo} = \frac{Q_m}{A_{Tsu} * N_s}$$

14- Longitud de Cámaras =  $L_c = L_s$

15- Volumen por Cámara:

$$V_{cu} = \frac{70 * p * F_{cr} / 1000}{N_c}$$

16- Base Mayor de Cámara de Lodos:

$$B_{MC} = B_s + 2A_{ab}$$

17- Altura en Zona Trapezoidal:

$$H_{tc} = \frac{B_{Mc} - B_{mc}}{2} * a$$

18- Volumen en Zona Trapezoidal:

$$V_{tc} = \frac{H_{tc}}{3} * ((B_{Mc} * L_c) + B_{mc}^2 + (B_{mc} * L_c) * B_{mc}^2)^{0.5}$$

19- Volumen en Zona Recta de Cámara:

$$V_{rc} = V_{cu} - V_{tc}$$

20- Altura de Lodos en Zona Recta de Cámara:

$$H_{rc} = \frac{V_{rc}}{L_c * B_{Mc}}$$

#### **4.4.3.5 Filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA)**

Esta unidad fue diseñada con geometría cuadrada, en forma de tanque independiente. Su diseño se basa en la siguiente, Tabla 10.



Tabla 10. Información para el diseño filtro FAFA.

Parámetro	Valores
Altura de lecho filtrante	1.2 m
Profundidad útil mínima	1.8 m
Pérdida de carga del filtro	0.1 m
Aberturas en fondo falso	0.03 diam.@0.15m

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

Las ecuaciones en que se fundamenta son las siguientes:

1- El volumen del filtro:

$$V = 1.6 N C T$$

Donde:

V= Volumen en litros

N= Población

C= Aporte perca pita en lppd.

2- Base menor de tanque:

$$B = \left( \frac{V}{\text{relacion } L/B} \right)^{0.5}$$

3- Base mayor de tanque = relación L/B \* B

#### 4.4.3.6 Biofiltro de flujo subsuperficial

Fue concebido para trabajar en temperaturas cálidas mayores de 25°C, el tipo de planta implantada fue el cañizo. Para su construcción se contempló realizar una mejora de suelo para impermeabilizar el estrato donde se apoya el filtro, su diseño se basa en la tabla 11, descrita a continuación.

Tabla 11. Información para el diseño Humedales de flujo su superficial.

Parámetro	Valor
Periodo de retención (días)	3-7
Remoción de DBO	3-4
Remoción de N	4-15
Carga hidráulica, m <sup>3</sup> /ha.d	470-1870
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	<112
Carga SST,kg/ha.d	390
Profundidad del agua (m)	0.30-0.60
Profundidad del medio(m)	0.45-0.75

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA.

Las ecuaciones base implementadas son las siguientes:

1- Sección efectiva:

$$We = \frac{Qm}{Kf * I}$$

Donde:

$Qm$ = caudal medio

$Kf$ = permeabilidad del lecho filtrante

$I$ = pendiente del fondo.

2- Ancho mínimo:

$$Bm = \frac{We}{He}, \quad \text{donde } He = \text{profundidad efectiva.}$$

3- Carga hidráulica:

$$CH = \frac{Qm}{\text{area calculada}}$$

4- Tiempo de retención:

$$TR = \frac{l * b * He * n}{Qm}$$

5- Área requerida:

$$Ar = L * B$$

6- Concentración de DBO5 en el efluente:

$$S = S_o * e^{-\frac{\text{constante de degradacion}}{CH}}$$

7- Concentración de coliformes en el efluente:

$$CFE = CFE_o * e^{-\frac{\text{constante de degradacion}}{CH}}$$

#### **4.4.3.7 Pozos de absorción**

Se diseñó en base al caudal medio, el material de relleno granular será de hormigón, se implementaron los siguientes parámetros y ecuaciones:

1- Profundidad entre 1 a 6 metros

2- Velocidad de infiltración del suelo entre 60 a 80% del valor calculado en *situ*.

3- Porosidad del material de relleno entre 10 a 30 %

4-Área necesaria para infiltrar:

$$A_{inf} = Qm/inf$$

Dónde:

$Qm$  = Caudal medio

$inf$  = La capacidad de infiltración del suelo propuesta

5- Área lateral de pozo de sección cuadrada:

$$Amp = (2L + 2B) * H$$

#### **4.5. Sistema de alcantarillado pluvial**

Se implementaron razonamientos técnicos definidos en la norma “Reglamento de Drenaje Pluvial del Municipio de Managua” en conjunto con la circular No.22 del Hydraulic Engineering 2009, se utilizaron documentos del Instituto de Estudios Territoriales INTER, tales como las curvas IDF de la estación meteorológica del Aeropuerto Internacional de Managua.

##### **4.5.1. Trazado**

Mediante los planos de planimetría de la urbanización, en combinación de las curvas de nivel, se ubicarán las tuberías en las calles principales orientadas al centro de las mismas, las cuales conducirán el flujo a las zonas más bajas donde se ubicaron los pozos de absorción.

##### **4.5.2. Cantidades de agua**

Por medio del Método Racional, se establecieron los caudales de diseños que se conducen a las cunetas para ser interceptados por los tragantes, se dividió el área del proyecto en subcuentas, (ver figura 9), con ayuda de los polígonos de tícen. La intensidad de lluvia se determinó directamente de las curvas IDF, por medio de la Tabla (51) de Apéndice, se usaron los coeficientes de escorrentía en forma ponderada según los tipos de áreas descritos en la Tabla (52), la ecuación esta expresada de la siguiente forma:

$$Q = \frac{CIA}{3600000}$$

Donde:

$Q$ = Caudal de diseño que interceptara el tragante en (m<sup>3</sup>/s).

$C$ = Coeficiente de escorrentía según el tipo de área (adimensional).

$A$ = Área de influencia en ( $m^2$ ), la cual aportara escorrentía a la cuneta, Ver figura 9.

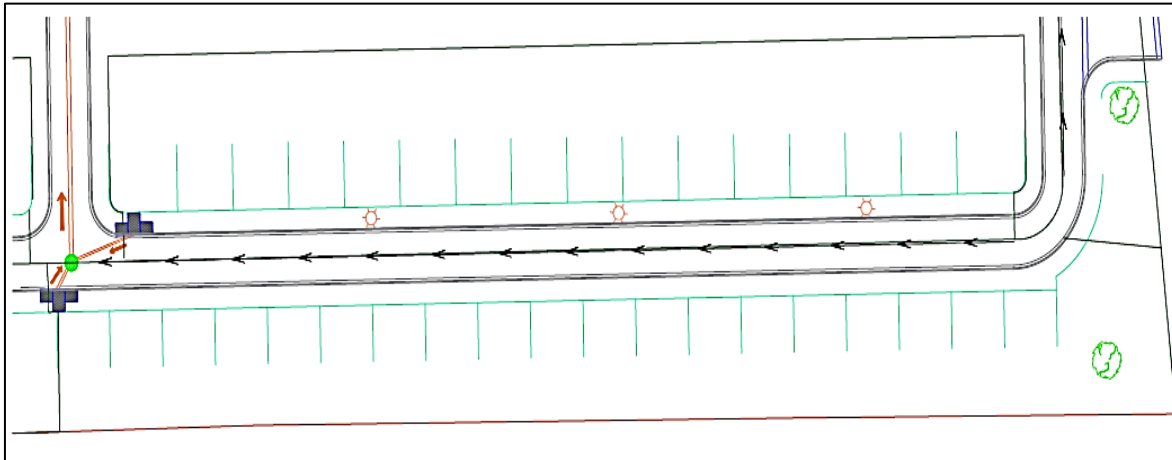


Figura 9. Ejemplo de áreas tributarias.

$I$ = Intensidad de lluvia en ( $mm/hr$ ), se definió a partir de los datos ajustados de las intensidades, tales datos se describen en la tabla 51 de apéndice, Ver figura10.

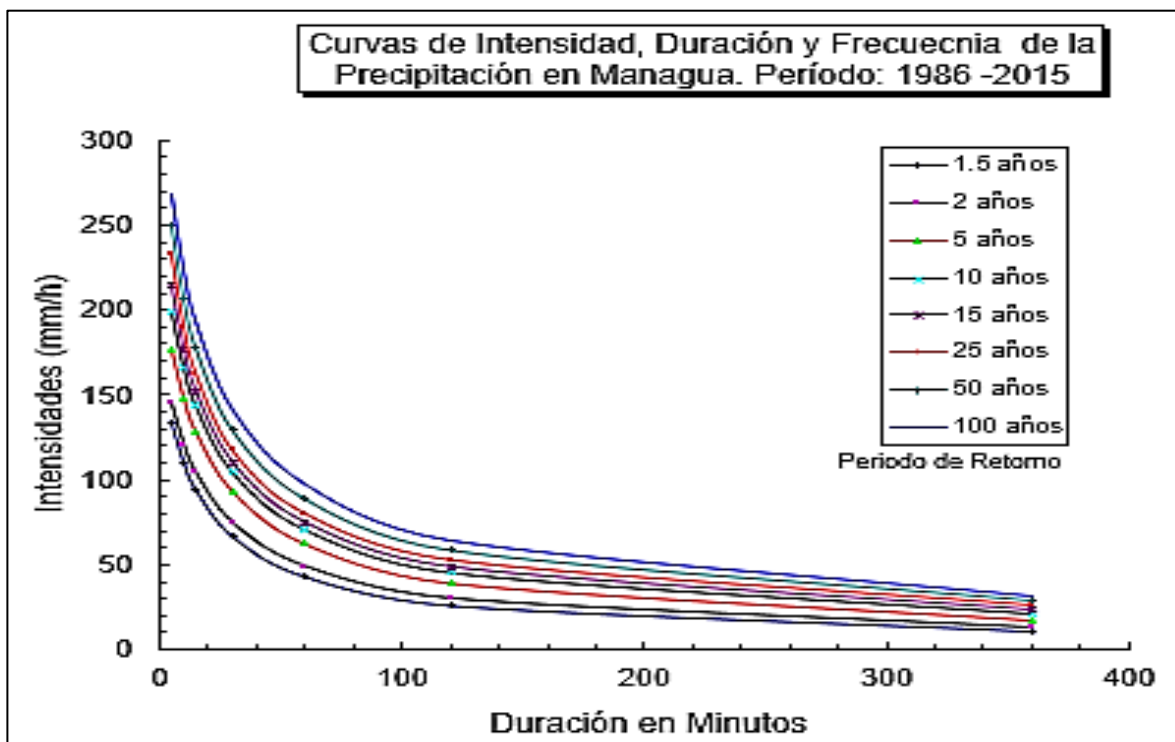


Figura 10. Curvas IDF de la estación meteorológica del aeropuerto internacional de Managua.

Para interpolar el valor de Intensidad de lluvia correspondiente al área de estudio, se estableció el tiempo de concentración y el periodo de retorno.

Para el cálculo se utilizará la fórmula deducida por el Ing. Eduardo Basso para el Proyecto Hidrometeoro lógico Centroamericano y la cual se expresa de la manera siguiente:

$$tc = 0.0041 * k^{0.77}$$

$$k = \frac{3.28 * L}{\sqrt{s}}$$

$$s = \frac{h_{max} - h_{min}}{L}$$

$tc$  = Tiempo de concentración en minutos.

$L$  = Longitud Máxima de recorrido del agua en el cauce principal de la cuenca de aportación, en metros.

$S$  = Pendiente media del cauce principal de la cuenca en m/m.

$h_{max}$  = Elevación máxima del punto más alejado del cauce principal en la cuenca de aportación, en metros.

$h_{min}$  = Elevación del punto de cierre o de control de la cuenca, en metros.

Cuando el resultado sea menor de 9 min, se utiliza el mínimo de 10 min según el Reglamento de Drenaje Pluvial de Managua. El periodo de retorno usado fue de 10 años.

#### **4.5.3. Comportamiento hidráulico de la red**

Las tuberías del sistema serán de PVC tipo RIBLOC, se utilizó la ecuación de Manning para su diseño hidráulico manteniendo un coeficiente de Manning de 0.009. El diámetro mínimo utilizado fue de 600 mm. Los tirantes de los colectores. En la red pública se diseñaron a un 75% del diámetro de la tubería.

#### **4.5.4. Hidráulica de alcantarillas**

##### **4.5.4.1 Coeficiente de rugosidad**

Para la fórmula de Manning, en Tabla 5, se indican valores del coeficiente de rugosidad “n”, para las tuberías de uso más corriente.

##### **4.5.4.2 Diámetro mínimo**

Se usa tubería de diámetro mínimo de 21” (525mm) en los tramos que conectan los tragantes a los pozos de visita pluvial, en las colectoras el diámetro mínimo será de 24” (600 mm).

##### **4.5.4.3 Pendiente mínima**

Se permitirán pendientes longitudinales mínimas del 0.5 % en tuberías.

##### **4.5.4.4 Velocidades permisibles**

Para generar una auto limpieza se establece una velocidad mínima de 0.75 m/ y 5 m/s la máxima para PVC.

##### **4.5.4.5 Cambio de diámetro**

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro de tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor, en el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

##### **4.5.4.6 Cobertura sobre tuberías**

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud, de acuerdo con su resistencia estructural, que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras a 1.5 metros sobre corona en calles.

#### **4.5.4.7 Pozos de visita y dispositivos de inspección**

El espaciamiento entre dos pozos no será mayor de 100 metros para tubería de diámetro menor de 24", ni mayor de 120 mts. Para tubería de 30" o más diámetro. En casos especiales, se permitirá aumentar un 10% esta distancia para mejorar la ubicación.

Se colocarán en todo cambio de alineación, pendiente, diámetro y elevación, también en los arranques y en las intersecciones con otras alcantarillas.

Los pozos colocados sobre calzadas de tránsito pesado se cubrirán con aros y tapas de hierro fundido, en zona verde se cubrirán con aros y tapa de concreto reforzados.

En profundidades mayores de 3.70 metros, se requerirá usar hilera doble diámetro interior del cilindro de los P.V.P será: 1.20 m. para tubería de 15" a 21", 1.50 m. para tubería de 24" a 42", 2.00 m. para tuberías de 48" a 60", 2.30 m, para tuberías de 66" a 72", diámetro mínimo de tapa será de 0.6 metros.

Profundidad a la que estará ubicada la tubería: El nivel de la tapa coincide con el nivel de rasante de la calle donde está ubicado el pozo. La loza de fondo debe construirse de concreto simple de 3500 PSI de resistencia a la comprensión.

Los Tragantes de preferencia deberán construirse de tipo Gaveta, de tamaño Sencillo, Doble o Triple. La ubicación de cada tragante está en función del cálculo hidrológico, en sitios donde topográficamente se capte la mayor cantidad de agua.

#### **4.5.5. Diseño de cunetas y tragantes**

Se diseñaron por medio del modelo de cálculo implementado por la FHWA Circular No.22 del Hydraulic Engineering 2009.



#### 4.5.5.1. Revisión y diseño de cunetas

Las cunetas tendrán espesor de 0.15 m. y la pendiente longitudinal mínima será de 0.5%. Se emplearon las siguientes fórmulas que permitieron conocer el caudal que puede soportar un determinado tramo de cuneta.

$$Q_{\text{cuneta}}^8 = \frac{Ku}{n} * Sx^{1.67} * SL^{0.5} * Ts^{2.67}$$

Donde:

$n= 0.012$  = coeficiente de Mannig para concreto.

$Ku=0.376$  = coeficiente de capacidad para canales triangulares.

$Sx$ = pendiente transversal de la calle (m/m).

$SL$ = pendiente longitudinal de la calle (m/m).

$Ts$ = ancho de carril menos el ancho de cuneta (m).

#### 4.5.5.2. Capacidad de intercepción del tragante

Para la revisión de la capacidad de intercepción del tragante, se usaron las siguientes ecuaciones, las cuales definieron la longitud necesaria para interceptar el caudal que transportara un determinado tramo de cuneta, previamente analizado, la figura 11, muestra los elementos de análisis que abordan las ecuaciones de diseño.

$$LT = KT * Qd^{0.42} * SL^{0.3} * \left( \frac{1}{n * Se} \right)^{0.6}$$

---

<sup>8</sup> Ecuación base para el cálculo de caudales en secciones triangulares, de finida en la circular No.22 de la FHWA

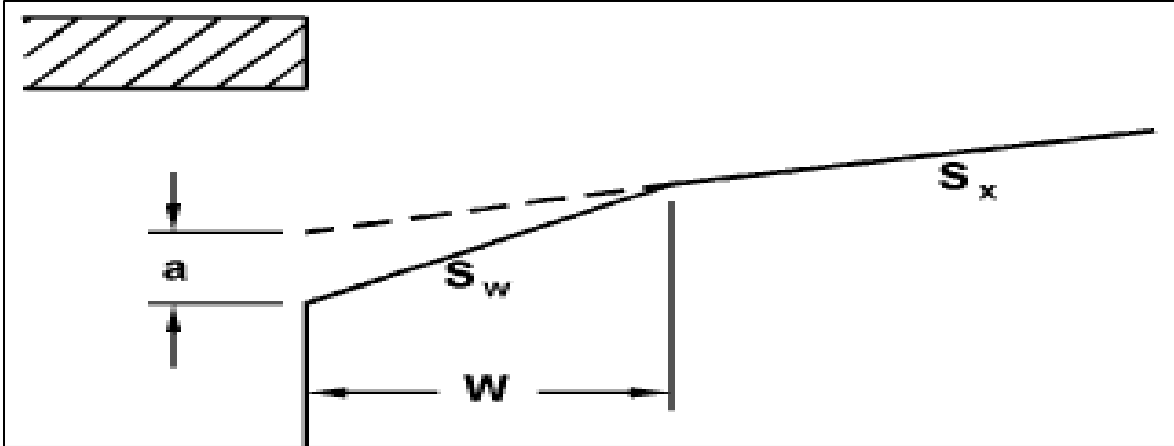


Figura 11. Configuración de la abertura de entrada al tragante.

$$S_e = S_x + S'_w * E_o$$

$$S'_w = \frac{a}{1000 * W}, \quad E = 1 - \left( \left( 1 - \frac{L}{LT} \right)^{1.8} \right)$$

$$Q \text{ intercesión} = E * Q_d$$

Donde:

KT = 0.817 constante de capacidad

Qd = caudal de diseño que entra a la cuneta (m<sup>3</sup>/s)

SL = pendiente longitudinal de la calle (m/m)

n = coeficiente de Mannig 0.012 para concreto

LT= longitud total calculada de abertura del tragante requerida para el ingreso de la totalidad del caudal de diseño del tragante (m)

L = longitud total real de abertura del tragante requerida para el ingreso de la totalidad del caudal de diseño (m)

Sx = pendiente transversal de la calle (m/m)

$E_o$  = eficiencia relativa (propuesta)

$a$  = altura de entrada al tragante (m)

$w$  = ancho de cuneta (m)

$E$  = eficiencia de operación

Para evitar la introducción de arenas y grava es necesario diseñar el tragante como un desarenador, este tipo de estructuras exigen un mantenimiento constante para su correcto funcionamiento.

#### **4.5.6. Diseño de pozos de infiltración**

Su diseño contempla el siguiente esquema:

1- Determinación del caudal de aportación, para definir volúmenes diarios de infiltración.

2- Tener a mano la información del estudio sobre la velocidad de infiltración. Las ecuaciones para definir la velocidad de infiltración es la siguiente

$$V_i = y/t$$

Donde:

$V_i$  = velocidad de infiltración en m/s

$y$  = es la altura de descenso del agua en la calicata en m.

$t$  = tiempo que tarda en descender una altura determinada de agua en la calicata en segundos

A esta velocidad se deberá factorar (disminuir), según la calidad del agua, en rango de 50% al 20%, con la velocidad factorada, se calculará la capacidad de infiltración para los diseños.

3- Con el volumen de infiltración calculado y la capacidad de infiltrar del suelo, se calculará el área de las paredes del pozo, por métodos iterativos, proponiendo volúmenes de pozos, se determinarán las dimensiones óptimas.

La geometría del pozo puede ser cilíndrica, rectangular o cuadrada. Debe incluirse una tapa con diseño estructural adecuado, la tapa debe estar provista de una abertura que permita la introducción del personal de limpieza, para mantenimiento y así evitar su colmatación.

#### **4.5.6.1. Ubicación de pozos**

Los pozos de infiltración deben construirse a una distancia mínima de 5,00 m (cinco metros) de los cimientos de los edificios, residencias, muros, tanques y de cualquier estructura similar. La distancia mínima entre pozos de infiltración, medida de centro a centro, será igual a:

$D = 5,00 \text{ m} + R1 + R2$ , donde:

D = distancia mínima entre pozos

R1 = Radio del pozo 1 (cualquiera de ellos)

R2 = Radio del pozo 2

Las obras de infiltración deberán ser construidas con bloques de mortero de 0,40 m x 0,20 m x 0,15 m y tendrá un filtro de material granular en su base.

#### **4.5.6.2. Parámetros de descarga a pozos de infiltración**

Para realizar descarga de agua hacia pozos de forma segura, y económicamente viable se deberán implementar los siguientes criterios:

Cuando la descarga sea de origen pluvial:

- Se deberá proveer al pozo de estructuras de entrada compuestas de barra de acero que impida el acceso a materiales que pueda causar daños internos. Deberá estar provisto de estructuras sedimentadores o desarenadores.

- Captar el excedente de escorrentía superficial generada por las áreas impermeabilizadas de un desarrollo urbano, calculada a partir de la condición inicial del sitio del proyecto, el tipo de suelo.
- Las descargas se harán en áreas alejadas de focos actuales y potenciales de contaminación y de zonas de acumulación de desechos sólidos o líquidos. Habrá un radio mínimo de 30 metros con respecto a las obras.

Cuando la descarga provenga de plantas de tratamiento de agua residual:

- Las descargas se harán en áreas alejadas de la población.
- Las obras de infiltración serán lo más superficial posible.
- La descarga se podrá hacer de forma directa al pozo.

### **Modelo de cálculo de campo de infiltración**

Se diseñó a partir del siguiente modelo de cálculo:

1- Área de pozo en m<sup>2</sup>

$$Ap = H * 2(L + B)$$

2- Velocidad de infiltración en m<sup>3</sup>/s:

$$V_{inf} = \frac{prop.inf}{100} * V_s$$

Dónde: prop.inf = a la propuesta de infiltración, Vs = Velocidad de infiltración del suelo determinada en *situ*.

3- Caudal de infiltración por pozo en m<sup>3</sup>/s:

$$Q_p = Ap * V_{inf}$$

4- Caudal total de infiltración en m<sup>3</sup>/s:

$$Q_{inf} = Q_p * \#pozos$$

5- Volumen de escorrentía en m<sup>3</sup>:

$$Vol_{escorrentia} = T_{consentracion} * Qd$$

6- Volumen de almacenamiento en m<sup>3</sup>:

$$Vol_{almacenamiento} = H * B * L * \#Pozos$$

7- Caudal de almacenamiento en m<sup>3</sup>/s:

$$Qa = \frac{Vol_{almacenamiento}}{T_{consentracion}}$$

8- Tiempo de infiltración:

$$Tinf = \frac{Vol_{escorrentia}}{Qinf}, \quad \text{en horas} < 24 \text{ horas}$$

## **CAPÍTULO V. CALCULOS Y RESULTADOS**

### **5.1. Población de diseño**

La densidad de población se estableció por saturación, considerando el total de ciento treinta y una casas, se utilizó un índice habitacional de seis personas por casas, dando el siguiente resultado:

$$Pd = I_h * N_c = 131 \text{ casas} * 6 \text{ personas/casa} = 786 \text{ personas}$$

La Población a final del periodo de diseño será = 786 habitantes.

### **5.2. Sistema de distribución agua potable**

#### **5.2.1. Redes de distribución**

El arreglo final de la red se estableció a partir de ensayos previos realizados en EPANET, dando como resultado la configuración descrita en la figura 12, la cual respondió satisfactoriamente a los análisis realizados.

##### **5.2.1.1. Distribución de nodos y tuberías**

A continuación, se muestra la distribución de nodos realizada, las alturas correspondientes, las tuberías y diámetros implementados, ver figura 12.

Para la selección de los nodos estos se ubicaron estratégicamente de manera que las concentraciones de las demandas en cada nodo sea lo más homogéneamente posible, así se evitan problemas de presiones o ramales innecesarios.

El trazo de la tubería se efectuó tomando en cuenta los ejes principales de las calles, para así asegurar una cobertura de red del 100%. Se propuso un sistema de red cerrado, que ayuda a continuar la circulación del agua aun en caso de que en un tramo se esté dando mantenimiento.

La selección del diámetro será resultado de los distintos análisis hidráulicos donde dependerá de tres variantes: Consumo, velocidad, presión.

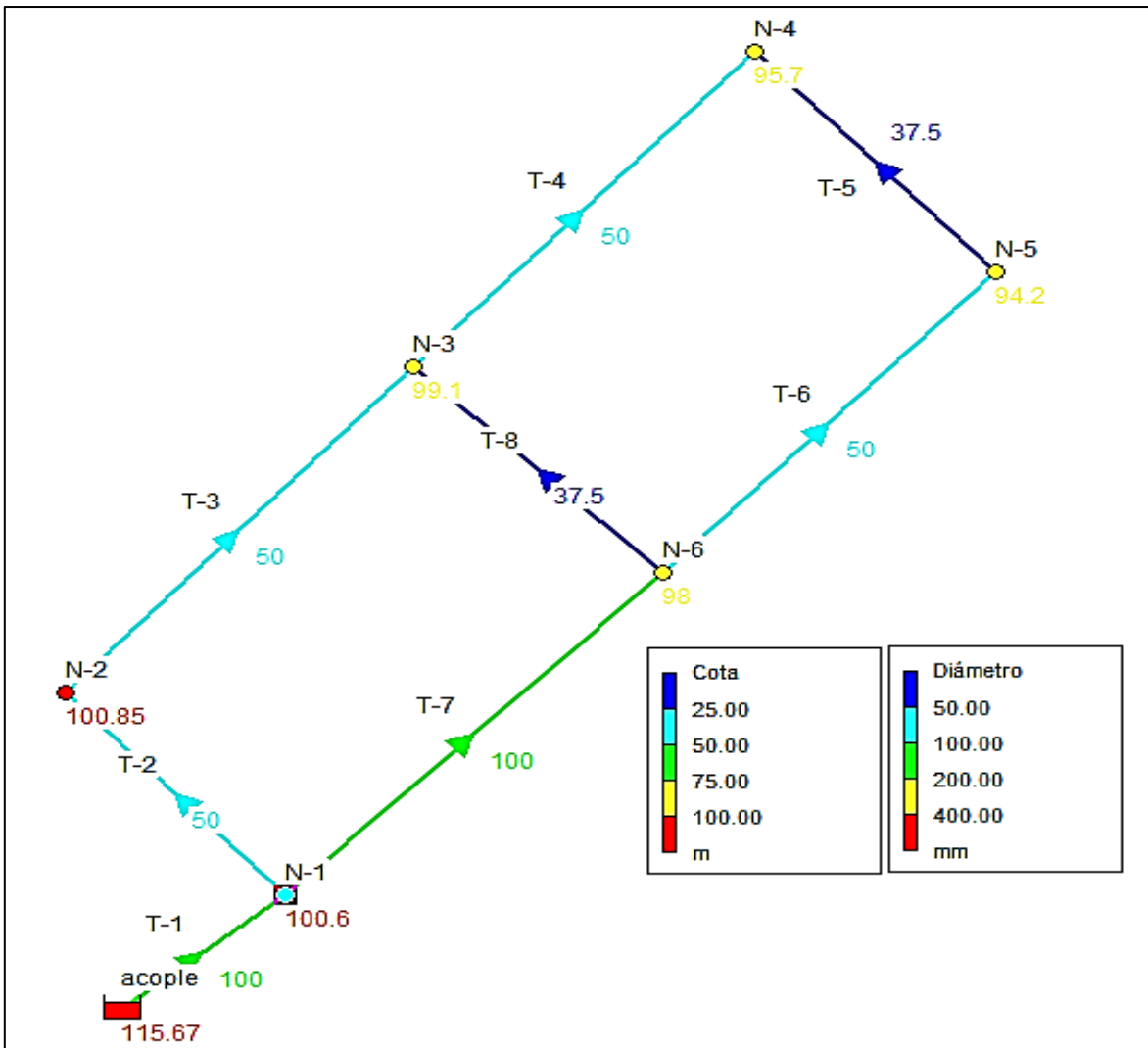


Figura 12. Distribución de nodos y tuberías.

### 5.2.1.2. Caudales de salida en nodos

A continuación, se presentarán los resultados del cálculo de caudales por nodo según el resumen de la Tabla 12.



Tabla 12. Resumen de cálculo de concentración de caudales por nodo.

Nodo	# lotes	Pob	área verde m <sup>2</sup>	Dot. Dom. Lt/ha b/día	Dot. área verde lt/dis/m <sup>2</sup>	Cons. Dom. lt/día	Cons. áreas verdes lt/día	CPD lt/seg	Perd. (20%) lt/seg	CPD lt/seg	CMD lt/seg	CMH lt/seg
N-1	17	102	866.34	150	2	15300	1732.68	0.197	0.039	0.237	0.31	0.35
N-2	18	108	571.2	150	2	16200	1142.4	0.201	0.04	0.241	0.31	0.36
N-3	34	204	-	150	2	30600	0	0.354	0.071	0.425	0.55	0.64
N-4	18	108	88.5	150	2	16200	177	0.19	0.038	0.227	0.3	0.34
N-5	18	108	2146.2	150	2	16200	4292.3	0.237	0.047	0.285	0.37	0.43
N-6	26	156	1511.7	150	2	23400	3023.36	0.306	0.061	0.367	0.48	0.55
Total	131	786	5183.9			117900	10367.7	1.485	0.297	1.781	2.32	2.67

Fuente: Elaboración propia.

Se concluye que los nodos 3 y 6 son los que aportan más consumo en la red, esto se debe al mayor número de casas a las cuales tributan.

### 5.2.1.3 Análisis hidráulico de red

Los análisis hidráulicos se realizaron por medio del programa EPANET, se enfocan en estudiar el comportamiento de la red para distintas condiciones físicas y operativas.

#### 5.2.1.3.1. Simulaciones en EPANET

El resultado de los tres casos de análisis se resume en las siguientes Tablas 13 y 14.

Tabla 13. Caso 1, Consumo Máximo Hora, con presión mínima en el punto de acople

Tabla de Red – Nodos					Tabla de Red - Líneas			
Nodo	cota (m)	Demanda (lps)	Altura (m)	Presión (m)	Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
N-1	100.6	0.35	115.65	15.05	T-1	17.55	100	0.34
N-4	95.7	0.34	115.22	19.52	T-2	52.56	50	0.39
N-5	94.2	0.43	115.25	21.05	T-3	160.5	50	0.21
N-2	100.85	0.36	115.46	14.61	T-4	160.5	50	0.11
N-3	99.1	0.64	115.28	16.18	T-7	160.6	100	0.2
N-6	98	0.55	115.57	17.57	T-5	52.53	37.5	0.11
embalse (PA)	115.67	-2.67	115.67	0	T-6	160.63	50	0.28
					T-8	52.53	37.5	0.41

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Caso 3, Análisis Consumo Máximo Día + incendio en el nodo N-1, con presión promedio en el punto de acople.

Tabla de Red – Nodos					Tabla de Red - Líneas			
Nodo	cota (m)	Demanda (lps)	Altura (m)	Presión (m)	Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
N-1	100.6	16.08	117	16.4	T-1	17.55	100	2.3
N-4	95.7	0.3	116.67	20.97	T-2	52.56	50	0.34
N-5	94.2	0.37	116.69	22.49	T-3	160.5	50	0.18
N-2	100.85	0.31	116.86	16.01	T-4	160.5	50	0.10
N-3	99.1	0.55	116.72	17.62	T-7	160.6	100	0.17
N-6	98	0.48	116.94	18.94	T-5	52.53	37.5	0.10
embalse (PA)	117.77	-18.09	117.77	0	T-6	160.63	50	0.24
					T-8	52.53	37.5	0.35

Fuente: Elaboración propia

## Resumen de Simulaciones

- Se encontró que la presión más baja registrada corresponde al nodo N-2 con una presión de 14.61 mca.
- La máxima presión encontrada es de 26.96 mca, correspondiente al nodo N-5.
- Se eligió al nodo N-1 para que suministre el caudal contra incendio, en la simulación se obtuvieron excelentes resultados, presiones mayores a la mínima y velocidades de hasta 2.3 m/s, menores a las máximas.
- Se encontró que entre las tuberías T-3 a T-7, se generan bajas velocidades por ello se implementara una válvula de limpieza entre ellas, ubicada en la zona más baja.

### **5.3. Alcantarillado sanitario**

#### **5.3.1. Gastos**

La totalidad del gasto será generado por ciento treinta y una casas, más la aportación de infiltración que genera el área de 3.19 hectáreas, se espera que para el final del periodo de diseño se genere un caudal de 3.24 litros por segundo, resultado del gasto máximo y el caudal de infiltración. El resultado se resume en la siguiente Tabla 15.

Tabla 15. Caudal de diseño por tramo.

Tramo	Entrada	salida	Nº de viviendas	Área de Drenaje(ha)		Hab.	FH Calc.	FH Usad	caudales (lps)				
				Tributaria	Acumulada				Qm	Qmin	Qmax	Qinf.	Qd
Ramal													
1	pv6	pv5	18	0.42	0.42	108	4.23	3	0.14	0.047	0.42	0.024	0.444
2	pv5	pv4	17	0.392	0.812	210	4.14	3	0.272	0.091	0.817	0.047	0.864
3	pv4	pv3	19	0.4	1.212	324	4.06	3	0.42	0.14	1.26	0.07	1.33
4	pv3	pv2	16	0.346	1.558	420	4.01	3	0.544	0.181	1.633	0.09	1.723
Ramal													
pv10	pv9	18	0.417	0.417	108	4.23	3	0.14	0.047	0.42	0.024	0.444	
pv9	pv8	12	0.46	0.878	180	4.16	3	0.233	0.078	0.7	0.051	0.751	
pv8	pv7	14	0.389	1.267	264	4.1	3	0.342	0.114	1.027	0.073	1.1	
pv7	pv1	17	0.361	1.627	366	4.04	3	0.474	0.158	1.423	0.094	1.518	
Colectora													
5	pv2	pv1	0	0.053	1.558	420	4.01	3	0.544	0.181	1.633	0.09	1.723
6	pv1	ps	0	0	3.185	786	3.86	3	1.019	0.34	3.057	0.184	3.241

Fuente: Elaboración propia

El resultado del cálculo de caudal por tramo permitió definir el diámetro de la tubería más eficiente para la red de alcantarillado sanitario

### 5.3.2. Análisis hidráulico de la red

En las tablas 16 y 17, se presentan los cálculos hidráulicos y topográficos de la red, el resultado del comportamiento hidráulico de la red sanitaria se resume en la siguiente Tabla 16.

Tabla 16. Cálculos hidráulicos de la red sanitaria

Tramo	Entrada	salida	longitud (m)	Diámetro (mm)	Elevación topográfica		Pendientes %		QII (m3/s)	VII (m/s)	Vd (m/s)	Relaciones				Tirante (mm)	Área tubo (m2)	Rh (m)	Tención de Arrastre (pa)
					Entrada	salida	Terreno	Tubo				Q/QII	Vd/VII	d/D	rh/Rh				
Ramal																			
1	pv6	pv5	79.89	150	102.05	102.00	0.06	0.50	15.555	0.88	0.715	0.029	0.812	0.33	0.57	48.8	0.018	0.02	1.05
2	pv5	pv4	79.89	150	102.00	100.31	2.11	1.70	28.682	1.623	1.314	0.03	0.81	0.32	0.57	48.59	0.018	0.02	3.55
3	pv4	pv3	78.72	150	100.31	98.42	2.40	2.40	34.079	1.928	1.583	0.039	0.821	0.33	0.59	49.98	0.018	0.02	5.21
4	pv3	pv2	78.73	150	98.42	96.91	1.92	1.90	30.322	1.716	1.437	0.057	0.837	0.35	0.62	51.89	0.018	0.02	4.35
Ramal																			
7	pv10	pv9	78.62	150	101.22	99.75	1.87	0.98	21.777	1.232	0.834	0.02	0.677	0.24	0.56	35.25	0.018	0.02	2.01
8	pv9	pv8	78.62	150	99.75	99.22	0.68	0.70	18.405	1.042	0.736	0.041	0.707	0.26	0.59	38.39	0.018	0.02	1.53
9	pv8	pv7	78.87	150	99.22	98.10	1.41	1.40	26.028	1.473	1.043	0.042	0.708	0.26	0.6	38.82	0.018	0.02	3.07
10	pv7	pv1	78.78	150	98.10	95.20	3.68	3.70	42.314	2.394	1.677	0.036	0.701	0.25	0.59	37.55	0.018	0.02	7.98
Colectora																			
5	pv2	pv1	52.53	150	96.90	95.20	3.24	3.22	39.474	2.234	1.587	0.044	0.71	0.26	0.58	38.44	0.018	0.02	6.87
6	pv1	ps	23.49	150	95.20	94.96	1.01	0.40	13.913	0.787	0.642	0.233	0.815	0.33	0.68	49.26	0.018	0.03	1.01

Fuente: Elaboración propia

Se concluye que las dimensiones de las tuberías implementadas en los cálculos respondieron satisfactoriamente en cuanto a velocidades de diseño y tensión de arrastre, las velocidades calculadas están por debajo de las máximas permitidas, y la tensión de arrastre está por encima de la mínima permitida.

El resultado de los cálculos topográficos se resume en la siguiente Tabla 17

Tabla 17. Cálculos topográficos de la red sanitaria.

Tramo	Entrada	salida	longitud (m)	Elevación topográfica		Elevación Invertí		Profundidad de Excavación.		Cobertura		caída calculada	caída propuesta
				Entrada	salida	Entrada	salida	Entrada	salida	Entrada	salida		
Ramal													
1	pv6	pv5	79.89	102.05	102.00	100.70	100.30	1.35	1.70	1.20	1.55	0.01	0.03
2	pv5	pv4	79.89	102.00	100.31	100.30	98.94	1.70	1.37	1.55	1.22	0.02	0.03
3	pv4	pv3	78.72	100.31	98.42	98.94	97.05	1.37	1.37	1.22	1.22	0.03	0.03
4	pv3	pv2	78.73	98.42	96.91	97.05	95.56	1.37	1.36	1.22	1.21	0.03	0.03
Ramal													
7	pv10	pv9	78.62	101.22	99.75	99.17	98.40	2.05	1.35	1.90	1.20	0.01	0.03
8	pv9	pv8	78.62	99.75	99.22	98.40	97.85	1.35	1.36	1.20	1.21	0.01	0.03
9	pv8	pv7	78.87	99.22	98.10	97.85	96.75	1.36	1.35	1.21	1.20	0.01	0.03
10	pv7	pv1	78.78	98.10	95.20	96.75	93.83	1.35	1.36	1.20	1.21	0.04	0.03
Colectora													
5	pv2	pv1	52.53	96.90	95.20	95.54	93.85	1.36	1.35	1.21	1.20	0.03	0.03
6	pv1	ps	23.49	95.20	94.96	93.85	93.76	1.36	1.20	1.21	1.05	0.01	0.03

Fuente: Elaboración propia

De los cálculos topográficos se concluye que la cobertura sobre corona cumple, se obtuvieron coberturas cercanas a la mínima en la mayoría de los pozos de visita, lo que indica un diseño ajustado al terreno de las calles.

Se tiene la excepción del pozo de visita PS, en este se buscó llegar lo más superficial posible, debido que en este se dará la transición de flujo al sistema de tratamiento.

### **5.3.3. Tratamiento de aguas residuales**

#### **5.3.3.1. Selección del sistema de tratamiento**

El resultado de los diseños y el análisis de las variables de selección se resumen en la siguiente Tabla 18. A continuación se describirán las alternativas analizadas, antes descritas.

Pretratamiento: Conformado por una reja de limpieza manual colocada sobre un canal rectangular de entrada, que conducirá el flujo hasta un desarenador de flujo horizontal.

Tratamiento:

- Alternativa 1: Tanque séptico seguido de filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA).
- Alternativa 2: Tanque Imhoff más biofiltro de flujo subsuperficial.
- Alternativa 3: Tanque Imhoff, seguido de filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA).

Disposición final: el efluente resultante será transportada por medio de tuberías al pozo de absorción

Tabla 18. Análisis técnico económico de alternativas de sistema de tratamiento.

Variable	Alternativa 1			Alternativa 2			Alternativa 3		
	Cantidad		costo	cantidad		costo	cantidad		costo
Población a servir	786	hab		786	hab		786	hab	
Área	549	m2	\$19,531	1155	m2	\$41,113	339	m2	\$12,065
Excavación	530	m3	\$5,456	949	m3	\$9,773	380	m3	\$3,918
Concreto	57	m3	\$21,725	19	m3	\$7,349	38	m3	\$14,323
Acero	312	Quintal	\$31,821	91	quintal	\$9,321	165	quintal	\$16,937
Material relleno selecto	6	m3	\$67	4	m3	\$42	8	m3	\$82
Material relleno arena	35	m3	\$110	5	m3	\$16	28	m3	\$87
Material relleno grava	33	m3	\$101		m3	\$0	34	m3	\$106
Material relleno hormigón	20	m3	\$62	31	m3	\$96	20	m3	\$62
Operación y Limpieza			\$202,727			\$237,626			\$224,618
Eficiencia de remoción									
DBO5		76.7	%		90.4	%		84.4	%
Coliformes		68.42	%		99.77	%		84.6	%
Costo total=	\$281,599.82			\$305,335.40			\$272,197.73		
<b>Costo percapita=</b>	<b>\$358.27</b>			<b>\$388.47</b>			<b>\$346.31</b>		

Fuente: Elaboración propia

Se destaca que la alternativa dos, es la más eficiente removiendo coliformes y DBO, se rechazó por la gran extensión en área que exige el humedal de flujo subsuperficial, se seleccionó la alternativa más barata que ocupa el menor espacio posible, por tanto, se escogió la número tres. La cual se definió a partir de las siguientes variables claves:

1- Menor superficie de conjunto: la planta diseñada a partir de la propuesta #3, satisface esta condición.

2- Menores cantidades de concreto y acero: de la cantidad de acero y concreto estimadas en los diseños estructurales.



3- Buena eficiencia en remoción de coliformes y DBO: la calidad de efluente calculada, que resulta al final del proceso de tratamiento cumple con las normas. Considerando que en el sistema de tratamiento los caudales son pequeños, la descarga de efluente será subsuperficial y el nivel freático está profundo, lo cual elimina toda posibilidad de contaminación.

A continuación, se describirá el resultado de la revisión y ajuste de la planta de tratamiento seleccionada, el cual consiste en sistemas de pretratamiento, sistemas de sedimentación primarios y secundarios a base de tanques. [Ver plano #10 de ANEXO](#)

### 5.3.3.1.1. Pretratamiento.

El resultado del cálculo la reja de limpieza manual y desarenador, se resume en la Tabla 19 y 20, respectivamente.

Tabla 19. Diseño de reja de limpieza manual.

Parámetro	Simbología	Resultados	
Relación $Q_{max}/Q_{med}$		3	
Caudal máximo	$Q_{max}$	0.003	m <sup>3</sup> /s
Caudal medio	$Q_m$	0.001	m <sup>3</sup> /s
Ancho del canal		0.3	m
Pendiente del canal		0.5	%
Coeficiente de rugosidad	n : para concreto	0.013	
Altura máxima	$h_{max}$	0.02	m
Altura media	$h_m$	0.0075	m
Velocidad máxima antes de la reja	$V_{max}$	0.509	m/s
Velocidad media antes de la reja	$V_m$	0.453	m/s
Se propone $b=B$	b	0.3	m
Área total	$A_t$	0.006	m <sup>2</sup>
Área varilla 3/8''	t	0.953	cm
Reja fina	a	1.5	cm
Eficiencia de la reja	E	0.611	
Área útil	$A_u$	0.004	m <sup>2</sup>
Velocidad de paso	$V_a$	0.833	m/s
$E_o$		0.4586	
Perdidas	$h_{fo}$	0.0008	M
Dimensiones resultantes			
Borde libre	bl	0.3	m
Altura total del canal	ht	0.321	m
Ancho del canal	b	0.3	m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. Diseño de desarenador de flujo horizontal.

Parámetro	Simbología	Resultados	
Temperatura agua	t	25.7	°C
Viscosidad cinemática	u	0.009	cm <sup>2</sup> /s
Aceleración de la gravedad	g	981	cm/s <sup>2</sup>
Peso específico de la partícula	ps	2.65	
Peso específico del fluido agua	p	1	
Ø partícula	d	0.05	mm
Grado de desarenador	n	2	
Relación largo-ancho		0.209	
Cota de entrada		95.15	m
Caudal máximo	Q	0.003	m <sup>3</sup> /s
Velocidad máxima	V	0.509	m/s
<b>Cálculos</b>			
Vs: velocidad de Sedimentación de Partícula	VS	0.255	cm/s
Periodo de retención hidráulico/ts	θ/ts	2.33	
Tiempo sedimentación de partícula	ts	156.931	s
Periodo de retención hidráulico	θ	365.649	s
Periodo de retención hidráulico	θ	0.102	hora
Volumen tanque	vol	1.118	m <sup>3</sup>
Área superfina de tanque	As	2.794	m <sup>2</sup>
Carga hidráulica Superficial	q	0.001	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> s
Carga hidráulica Superficial	q	94.517	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d
Velocidad horizontal	Vh	1.022	cm/s
Velocidad horizontal	Vh	0.01	m/s
Vel. Horizontal max.	Vmax	5.098	cm/s
Vel. Suspensión max.	Vsus	9.291	cm/s
Para arenas k=		0.04	
Para arenas f=		0.03	
Vh/Vo =	9.344	cm/s	> 9 ok
<b>Dimensiones resultantes</b>			
Ancho de tanque	b	0.748	m
Largo de tanque	l	3.738	m
Altura de tanque	H	0.4	m

Fuente: Elaboración propia

En resumen, cuando el caudal de diseño llegue la ultimo el pozo de visita sanitario (PS), el flujo se descargará a través de una tubería de 4.4m de Ø6" (150 mm), la cual descarga a un canal en concreto con 0.5 % de pendiente en el fondo, con dimensiones de b = 0.3m y h = 0.321m.

El caudal de entrada será interceptado por una reja de limpieza manual con ancho  $B = 0.3\text{m}$  y  $H = 0.221\text{m}$ , de maya fina de 1.5 centímetro de separación de varilla, luego pasa a un tanque desarenador capas de sedimentar partículas de 0.05 mm de diámetro el cual posee dimensiones de 0.4m de profundidad, 0.75 m de ancho y 3.74 de longitud. [Ver plano #12 de ANEXO H.](#)

### 5.3.3.1.2. Tratamiento primario

El resultado del cálculo del tanque Imhoff se resume en la Tabla 21.

Tabla 21. Diseño de tanque Imhoff.

Datos	Símbolo	Resultados	
Población	P	786	hab.
Dotación	Dot	140	lppd
Caudal Medio	Qm	0.001	m <sup>3</sup> /s
Sólidos en Suspensión Afluyente	SSo	636	mg/L
Porcentaje de Remoción de SS	RSS	70	%
Concentración de SS en el Efluente	SS	190.8	mg/L
DBO5 Afluyente	So	306	mg/L
Porcentaje de Remoción de DBO5	RDBO	45	%
Concentración de DBO5 en Efluente	S	168.3	mg/L
Coliformes Fecales en Afluyente	CFA	206000	NMP/100mL
Remoción de Coliformes Fecales	RCF	0.5	log
Coliformes Fecales en Efluente	CFE	65143	NMP/100mL
<b>Cámara de Sedimentación</b>			
Carga Superficial	Cs	1	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> hr
Carga Sobre el Vertedero Efluente	Cv	24	m <sup>3</sup> /m.hr
Tiempo de Retención	Tr	3	hr
Velocidad Horizontal del Flujo	Vflujo	30	cm/min
Relación Largo – Ancho	n	4	
Pendiente del Fondo	z	1.25	
<b>Cálculos</b>			
Número de Sedimentadores	Ns	1	und
Volumen Total de Sedimentación	Vs	11.004	m <sup>3</sup>
Volumen por Sedimentador	Vsu	11.004	m <sup>3</sup>
Área Superficial Mínima de Sedimentación	As	3.668	m <sup>2</sup>

Área Superficial Mínima por Sedimentador	Asu	3.668	m2
Ancho de Sedimentador	Bs	0.958	mt
Cálculos	Símbolo	Resultados	Unidades
Longitud de Sedimentador	Ls	3.83	mt
Altura Triangular de Sedimentador	Hts	0.599	mt
Área Transversal Triangular de Sedimentador	Ats	0.287	m2
Área Transversal Rectangular de Sedimentador	Ars	0.671	m2
Altura Rectangular del Sedimentador	Hrs	0.701	mt
Área Transversal Total de cada Sedimentador	ATsu	0.958	m2
Altura Total de cada Sedimentador	HTsu	1.299	mt
Revisión de Velocidad Horizontal de Flujo	Vflujo	6.384	cm/min

<b>Cámara de digestión</b>			
Datos	Símbolo	Resultados	
Temperatura de Agua	Ta	> 25	°C
Factor de Capacidad Relativa	Fcr	0.5	
Tiempo de Retención de Lodos	Trl	30	días
Pendiente del Fondo	a	0.5	
Tubería de Extracción de Lodos	∅	20	cm
Número de Cámaras	Nc	2	und
<b>Cálculos</b>			
Longitud de Cámaras	Lc	4	mt
Volumen por Cámara	Vcu	13.76	m3
Base Mayor de Cámara de Lodos	BMC	2.2	mt
Base Menor de Cámara de Lodos	BmC	1	mt
Altura en Zona Trapezoidal	Htc	0.3	mt
Volumen en Zona Trapezoidal	Vtc	1.17	m3
Volumen en Zona Recta de Cámara	Vrc	12.58	m3
Altura de Lodos en Zona Recta de Cámara	Hrc	1.52	mt
Distancia Libre hasta el Nivel de los Lodos	DLL	0.6	cm
Profundidad Total del Tanque	HT	3.7	mt
<b>Deflector de espumas</b>			
Por debajo de la Superficie		30	cm
Por encima de la superficie		30	cm
Borde Libre	BL	60	cm

<b>Zona de ventilación de gases</b>			
Ancho de Abertura	Aab	0.6	mt
Superficie en % del Total		56	%

Fuente: Elaboración propia

El tanque Imhoff cuenta con una cámara de sedimentación con un volumen de 11 metros cúbicos, una superficie de 3.67 metros cuadrados, tendrá 4 metros de longitud, con 1 metro de ancho, dentro se desarrollan velocidades de flujo de 6.38 cm/min.

El tanque cuenta con dos cámaras digestoras de lodo, cada una con capacidad de 13.76 metros cúbicos. Cuenta con zonas de ventilación con aberturas de 0.6 metros, se construirá con un espesor de pared de 20 centímetros de concreto reforzado de 4000 psi, con reforzamiento de acero grado 60, número 4 en doble trama (malla).

[Ver plano #12 de ANEXO H.](#)

### 5.3.3.1.3. Tratamiento secundario

Para esta etapa se implementó un filtro anaeróbico de flujo ascendente los cálculos se resumen en la Tabla 22.

Tabla 22. Diseño de tanque FAFA.

<b>Datos</b>	<b>Símbolos</b>	<b>Resultados</b>	
Dotación per cápita		112	lppd
T(tiempo de retención)		0.5	día
<b>Cálculos</b>			
Población	N	786	hab
Volumen requerido	VR	70.43	m3
# de filtros	nf	1	
Volumen de filtro	Vf	70.5	m3
Altura del filtro	hf	2.5	M
Relación b/L	r	2	
Ancho de filtro	b	3.8	M
Longitud de filtro	L	7.5	M
Altura fondo falso	hff	0.3	M
Altura de material filtrante	hmf	2	M
Altura de grava	hg	1.2	M
Altura de arena	ha	0.8	M

Fuente: Elaboración propia.

El tanque tendrá un volumen de 96 metros cúbicos interno contabilizando las áreas libres, una altura total de 3.8 metros, una longitud de 7.5 metros, un ancho de 3.8 metros, en la base tendrá un fondo falso de altura de 30 centímetros, el filtro se dividirá por una capa de grava de 1.2 metros de altura, seguido de arena con espesor de 0.8 metros, el fondo falso se construirá con una losa de 15 cm, el espesor de pared será de 20 centímetros de concreto reforzado de 4000 psi, con reforzamiento de acero grado 6, número 4 y 3 en doble trama (maya). [Ver plano #13 de ANEXO H.](#)

#### 5.3.3.1.4. Disposición final

El resultado del cálculo del Pozo de Absorción se resume en la Tabla 23.

Tabla 23. Diseño de Pozo de Absorción.

<b>Datos</b>	simbología	Resultados	
Población	N	786	hab
Aporte perca pita	C	112	lppd
Capacidad de infiltración del suelo		3928.68	Lt/dia/m2
Propuesta de infiltración	pf	60	%
Lado corto de pozo	B	2	m
Lado largo de pozo	L	2	m
Altura de pozo	H	5	m
<b>Cálculos</b>			
Capacidad de infiltración	inf	2357.21	Lt/dia/m2
Caudal a infiltrar	Qinf	88032	Lt/dia
Área necesaria para infiltrar	Ainf	37.35	m2
Profundidad máxima de pozo		5	m
Área máxima de pozo	Amp	40	m2
# pozos	#p	0.9	
Se toma		1	pozo
<b>Dimensiones encontradas</b>			
# pozos		1	
Lado corto		2	m
Lado largo		2	m
Altura de pozo		5	m

Fuente: Elaboración propia.

La estructura del pozo será de mampostería de ladrillo de barro en la zona de infiltración y en la zona superficial será de mampostería de bloque de concreto. [Ver plano #13 y 14 de ANEXO H.](#)

El resultado del cálculo del lecho de secado se resume en la Tabla 24

Tabla 24. Diseño de lecho de secado.

<b>Datos</b>	Simbología	Resultados	
Densidad de los lodos	$\rho_{\text{Lodo}}$	1.04	Kg/lt
Sólidos contenidos en los lodos	%Sólidos	10	%
Altura del Lecho	HI	0.3	mt
Número de lechos	N	1	
<b>Cálculos</b>			
Carga de sólidos que ingresa al sedimentador	C	55.99	Kg de SS/día
Masa de sólidos que conforman los sólidos	Msd	18.2	Kg de SS/día
Volumen diario de lodos digeridos	Vld	175	lts/día
Volumen de lodos a extraerse del tanque	V extrac	5.25	m <sup>3</sup>
Área de lecho de secado	Als	17.5	m <sup>2</sup>
Ancho de lecho de secado	Bls	3.5	mt
Largo de lecho de secado	Lls	5	mt

Fuente: Elaboración propia.

La estructura lateral de soporte será de mampostería reforzada de bloque de concreto, debido a la profundidad de esta se hizo necesario implementar una zapata corrida para brindar estabilidad al diseño. [Ver plano #16 de ANEXO H.](#)

#### **5.4. Sistema de alcantarillado pluvial**

##### **5.4.1. Análisis del mapeo de inundación**

Del mapeo y análisis de huella de inundación, se encontró que es necesario aumentar en 75 centímetros la cota más baja del área frontal de la propiedad, de esta forma prevenir posibles inundaciones, en ANEXO E, se muestra los detalles del estudio hidrológico, realizado en la zona de estudio.

##### **5.4.2. Caudales**

Se idealizaron dos microsistemas de alcantarillado pluvial, que permitió la optimización de tuberías, para las cuales se determinó la siguiente distribución de caudales de escorrentía según los tragantes que aportan. Los resultados se resumen en las Tablas 25 y 26.



En el plano #19 de ANEXO H, se aprecia como interactuaran tales microsistemas de forma independiente uno del otro.

Tabla 25. Cálculo de escorrentía.

Área tributaria	C	I(mm/hr)	A(m <sup>2</sup> )	Qd(m <sup>3</sup> /s)	Tragante que intercepta
1	0.37	165	3934.79	0.067	Tg-1
2	0.4	165	3833.54	0.07	Tg-2
3	0.4	165	4486.81	0.082	Tg-3
4	0.3	165	4230.51	0.058	Tg-4
5	0.4	165	3334.88	0.061	Tg-5
6	0.4	165	3866.88	0.071	Tg-6
7	0.4	165	4534.27	0.083	Tg-7
8	0.38	165	6181.59	0.107	Tg-8
Suma			34403.27	0.599	

Fuente: Elaboración propia.

Para definir el área tributaria por tragante se estudió y separó distintas áreas según el bombeo de las calles y cunetas, al implementar la fórmula del método racional se calcularon los caudales que se tendrán que interceptar por medio de los tragantes. La figura 13, muestra el esquema del microsistema 2, la tabla 25 muestra la distribución de caudales de escorrentía para cada tragante.

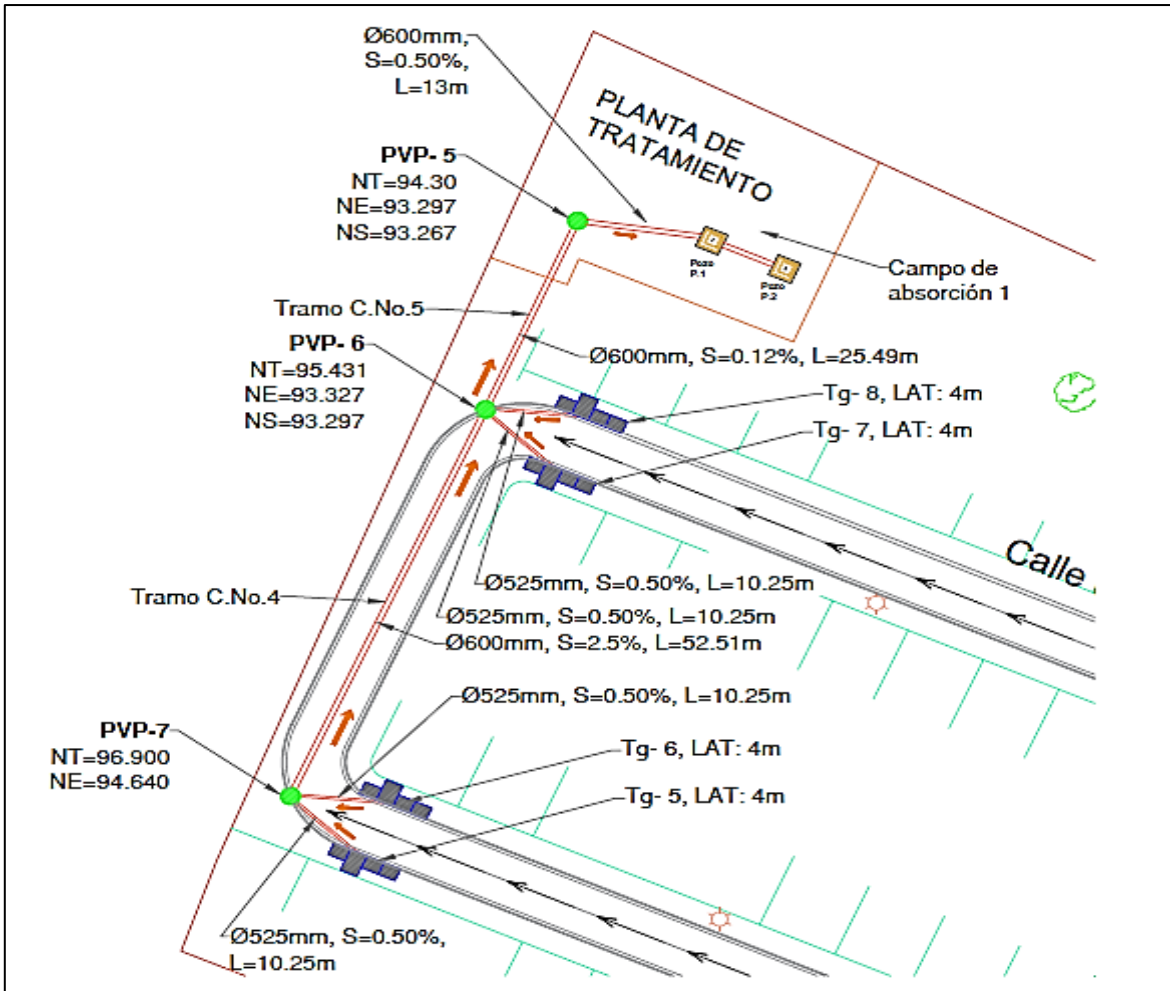


Figura 13. Configuración del microsistema pluvial 2

Tabla 26. Distribución de caudales.

Microsistema	Tramo	pozos de visita		tragantes que tributan	Q (m <sup>3</sup> /s )
		Entrada	salida		
1	1	PVP- 4	PVP- 3	Tg1,Tg2	0.137
	2	PVP- 3	PVP- 2	Tg1,Tg2,Tg3,Tg4	0.277
	3	PVP- 2	PVP- 1	Tg1,Tg2,Tg3,Tg4	0.277
2	4	PVP- 7	PVP- 6	Tg5,Tg6	0.132
	5	PVP- 6	PVP- 5	Tg5,Tg6,Tg7,Tg8	0.322

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 26 tiene como propósito establecer el caudal de diseño que transitará por las tuberías y poder realizar los análisis hidráulicos y topográficos correspondientes.

## 5.4.2. Comportamiento hidráulico del sistema pluvial

### 5.4.2.1. Revisión de la capacidad de las cunetas

Los resultados se resumen en la Tabla 27.

Tabla 27. Cálculo del caudal lleno de cuneta según FHWA.

Cuneta	Elevación. Topográfica		long.	SL	Sx	Ku/n	Ts	Q cuneta (m <sup>3</sup> /s)	Q diseño (m <sup>3</sup> /s)
	Entrada	salida							
1	102.00	100.30	154.67	0.011	0.03	31.33	3	0.177	0.067
2	102.00	100.30	154.67	0.011	0.03	31.33	3	0.177	0.070
3	100.50	99.20	142.50	0.009	0.03	31.33	3	0.161	0.082
4	100.50	99.20	142.50	0.009	0.03	31.33	3	0.161	0.058
5	100.30	96.50	148.28	0.026	0.03	31.33	3	0.270	0.061
6	100.30	96.50	148.28	0.026	0.03	31.33	3	0.270	0.071
7	99.20	95.15	142.50	0.028	0.03	31.33	3	0.284	0.083
8	99.20	95.15	142.50	0.028	0.03	31.33	3	0.284	0.107

Fuente: Elaboración propia.

Se concluye que la capacidad de transportar caudal de la cuneta es mayor al caudal de escorrentía de diseño, esto indica que la geometría de la cuneta responderá sin problemas ante el flujo de diseño.

#### 5.4.2.2. Revisión de tragantes

Los resultados se resumen en la Tabla 28.

Tabla 28. Capacidad hidráulica de tragantes.

Tragante	KT	SL (m/m)	Sx (m/m)	T (m)	w (m)	a (m)	Eo	n	S'w	Se	LT (m) calc.	L(m) real	L/LT	E	Q intercesión (m3/s)	Q diseño (m3/s)
1	0.817	0.011	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	1.7	3	0.58	0.79	0.053	0.067
2	0.817	0.011	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	1.8	3	0.59	0.80	0.056	0.070
3	0.817	0.009	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	1.8	3	0.60	0.81	0.066	0.082
4	0.817	0.009	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	1.6	3	0.52	0.73	0.042	0.058
5	0.817	0.026	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	2.2	4	0.54	0.75	0.046	0.061
6	0.817	0.026	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	2.3	4	0.57	0.79	0.056	0.071
7	0.817	0.028	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	2.5	4	0.63	0.84	0.070	0.083
8	0.817	0.028	0.03	3.35	0.35	0.15	0.8	0.012	0.43	0.373	2.8	4	0.70	0.89	0.095	0.107

Fuente: Elaboración propia.

Se concluye que la longitud de entrada al tragante calculada a partir de los elementos de borde de entrada es menor la real, indica que los tangentes tienen suficiente capacidad de interceptar el caudal de diseño.

La proximidad entre el caudal de interceptación y el caudal de diseño es un indicativo de que el tragante tiene la suficiente capacidad de evacuar toda la escorrentía de diseño. Puesto que el caudal de interceptación está calculado en base al 80 % de la capacidad total del tragante.

### 5.4.2.3. Comportamiento hidráulico de la red pluvial

Los resultados se resumen en la Tabla 29.

Tabla 29. Capacidad hidráulica de los conductos.

Tramo	pozos de visita		Long. (m)	Qd (lps)	Diámetro (mm)	Elevación topográfica		Pendientes %		QII lps	VII m/s	Vd m/s	Relaciones			Tirante mm
	Entrada	salida				Entrada	salida	Terreno	Tubo				Q/QII	Vd/VII	d/D	
colectora																
1	PVP- 4	PVP-3	52.5	137.1	600	100.3	99.14	2.21	2.2	1315.49	4.7	3.01	0.104	0.647	0.218	131
2	PVP-3	PVP-2	29.2	277.5	600	99.14	98.74	1.37	1.37	1038.10	3.7	3.11	0.267	0.846	0.353	212
3	PVP-2	PVP-1	30.23	277.5	600	98.74	99.29	-1.82	0.1	280.46	1.0	1.13	0.989	1.140	0.790	474
colectora																
4	PVP-7	PVP-6	52.51	132.0	600	96.9	95.431	2.80	2.5	1402.32	5.0	3.07	0.094	0.619	0.204	122
5	PVP-6	PVP-5	25.493	321.9	600	95.431	94.3	4.40	0.12	307.23	1.1	1.24	1.048	1.140	0.850	510

Fuente: Elaboración propia.

Se concluye de los cálculos hidráulicos, que las velocidades de diseños cumplen, ninguna sobrepasa las velocidades máximas. En cuanto a las velocidades, cuando la tubería está llena se calcularon velocidades cercanas a la máxima permisible sin sobrepasarlas.

#### 5.4.2.4. Cálculos topográficos de la red pluvial

El resultado se resume en la siguiente Tabla 30.

Tabla 30. Cálculos topográficos.

Tramo	pozos de visita		Elevación topográfica		Elevación Invertí		Profundidad de Excavación		Cobertura		caída calculada	caída propuesta
	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	salida	Entrada	salida	Entrada	salida		
colectora												
1	PVP- 4	PVP-3	100.3	99.14	98.20	97.05	2.10	2.10	1.50	1.50	0.12	0.03
2	PVP-3	PVP-2	99.14	98.74	97.05	96.64	2.10	2.10	1.50	1.50	0.12	0.03
3	PVP-2	PVP-1	98.74	99.29	96.64	96.61	2.10	2.68	1.50	2.08	0.02	0.03
colectora												
4	PVP-7	PVP-6	96.9	95.431	94.64	93.33	2.26	2.10	1.66	1.50	0.12	0.03
5	PVP-6	PVP-5	95.431	94.30	93.33	93.30	2.10	1.00	1.50	0.40	0.02	0.03

Fuente: Elaboración propia.

De los cálculos topográficos se concluye que la cobertura sobre corona de las tuberías cumple con la mínima establecida, a excepción de las salidas en los pozos PVP-1 y PVP-5, en donde se buscó llegar lo más superficial posible, debido a la transición del flujo a los pozos de absorción.

### 5.4.3. Cálculo de campos de absorción

Del diseño de pozos de absorción surgieron los siguientes resultados, los cuales se resume en la siguiente Tabla 31.

Tabla 31. Cálculos campos de absorción.

<b>Datos</b>		simbología	campo 1	campo 2
Caudales de escorrentía	m <sup>3</sup> /s	Qd	0.277	0.322
Velocidad de infiltración del suelo	m <sup>3</sup> /s	Vs	6.00E-05	6.00E-05
Longitud corta	m	L	2	2
Longitud larga	m	B	2	2
Altura de pozo	m	H	4	4
Numero de pozos		#P	2	2
Propuesta de infiltración	%		70	70
Tiempo de concentración	min	Tcons.	10	10
Porosidad de materia de relleno	%		30	30
<b>Cálculos</b>				
Área de pozo	m <sup>2</sup>	Ap	32	32
Velocidad de infiltración	m <sup>3</sup> /s	Vinf.	4.22E-05	4.22E-05
Caudal de infiltración por pozo	m <sup>3</sup> /s	Qinfil.poz.	0.0014	0.0014
Caudal total de infiltración	m <sup>3</sup> /s	Qinfil.	0.0027	0.0027
Volumen de escorrentía	m <sup>3</sup>	Vol.esc.	166.5	193.13
Volumen de almacenamiento	m <sup>3</sup>	Vol.alm.	32	32
Caudal de almacenamiento	m <sup>3</sup> /s	Q alm	0.0533	0.0533
Tiempo de infiltración	horas	T infil	17.12	19.86

Fuente: Elaboración propia.

Del cálculo de los campos de absorción se concluyó que, por las características del suelo, solo son necesario dos pozos por microsistema, los cuales cumplen con el tiempo máximo de infiltración. En los [planos #23 y 24 de ANEXO H](#). Se detalla la distribución y dimensiones de estos.

## 5.5. Obras propuestas

### 5.5.1 Agua potable

El resultado del diseño de la red de distribución de agua potable dio como resultado una serie de tuberías y accesorios, los cuales se describen a continuación en la tabla 32

Tabla 32. Resumen de Tuberías y accesorios.

Red de distribución de agua potable		
Tubería PVC 1 1/2" cedula SDR-26	m	105.1
Tubería PVC 2" cedula SDR-26	m	534.2
Tubería PVC 4" cedula SDR-26	m	178.2
Válvula de limpieza 38 mm hf	UND.	1
Hidrante 100MM AWWA C-502	UND.	1
Macro medidor 100 mm HF	UND.	1

Fuente: Elaboración propia.

La línea principal consta de una válvula de pase, seguido de un medidor de flujo, se ubicó un hidrante en la esquina sureste de la calle #4. [Ver plano #3 de ANEXO H.](#)

Las conexiones domiciliarias estarán dotadas de: Collarín de toma, Línea de conducción, Accesorios codos, adaptadores, uniones, niple, Medidor, Válvula de pase.

### 5.5.2. Alcantarillado sanitario

#### 5.5.2.1. Redes sanitarias

Como resultado del diseño sanitario, se originaron una serie de tuberías y accesorios, los cuales se describen a continuación en la Tabla 33.



Tabla 33. Resumen de tubería y accesorios sanitarios.

Sistema de alcantarillado sanitario		
Tubería PVC 6" cedula SDR-41	m	713
Tubería PVC 4" cedula SDR-41 conexión domiciliar	m	1081
Cajas de registro	UND.	131
Pozos de visita sanitario	UND.	11

Fuente: Elaboración propia.

Las concepciones domiciliarias por cada lote, estarán provistas de una caja de registro de 60 x 60 cm de sesión de entrada por 60 de altura. Estas estarán conectadas a los ramales por medio de tubería de Ø4", según se indica en los [planos #5 y 9 de ANEXO H.](#)

#### 5.5.2.2. Tratamiento

Del diseño de la planta de tratamiento, se generaron los siguientes accesorios y obras, las cuales se describen a continuación en la tabla 34.

Tabla 34. Resumen de obras y accesorios de la planta de tratamiento.

Sistema de tratamiento		
Canales de entradas	m	6
Tubería de limpieza y drenaje	m	43
Reja	UND.	1
Desarenador	UND.	1
Tanque Imhoff	UND.	1
Filtro FAFA	UND.	1
Lecho de arena	UND.	1
Caseta	UND.	1
Cajas de limpieza	UND.	8
Pozo absorción	UND.	1

Fuente: Elaboración propia.

En los [planos #10 de ANEXO H.](#) se aprecia la distribución de los elementos de la planta de tratamiento.

### 5.5.3. Alcantarillado pluvial

Como resultado del microsistema de alcantarillado pluvial se determinaron los siguientes accesorios y obras, los cuales se describen a continuación en la tabla 35.

Tabla 35. Resumen de accesorios y obras pluviales.

Sistema de alcantarillado pluvial		
Tubería PVC tipo ribloc de 21 pulgaradas	m	109
Tubería PVC tipo ribloc de 24 pulgaradas	m	223
Cunetas	m	1274
Vados	m	89
Tragantes tipo gaveta	UND.	8
Pozos de visita sanitario	UND.	7
Pozo absorción	UND.	4

Fuente: Elaboración propia.

Las tuberías de Ø21", serán implementadas en la unión entre los tragantes y los pozos de visita pluvial. Los tragantes propuestos poseerán depósito en forma de desarenador según los [planos #22 de ANEXO H](#).

## **CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1. Conclusiones**

1-El registro de presiones realizado en el punto de conexión, durante las horas más críticas de demanda, permitieron determinar la presión en el punto de acople, un dato clave para el análisis de red de distribución de agua potable.

2- Los análisis de red por medio del programa EPANET, proyectaron resultados excelentes en cuanto a las presiones en los nodos, sin embargo, se produjeron bajas velocidades, que obligan a la implementación de válvulas de limpieza en la zona más baja.

3- La ubicación de sistema contra incendios (hidrante) del proyecto, fue resultado de distintas simulaciones realizadas estratégicamente, las cuales se generaron a partir de conceptos urbanísticos.

4- La topografía que presenta el terreno permitió, implementar redes de alcantarillado por gravedad, las pendientes de las tuberías se ajustaron a las pendientes de las calles, lo cual representa un ahorro significativo en excavaciones.

5- El modelo de diseño de alcantarillado sanitario implementado permitió, establecer las dimensiones óptimas a las necesidades del proyecto, tales características fueron ajustadas por medio de análisis de comportamiento.

6- Para la selección del sistema de tratamiento de agua residual, se llevó a cabo una revisión exhaustiva para lograr ajustar el diseño final, logrando obtener como resultado un conjunto compuesto en: rejas de limpieza manual, desarenadores, tanque de sedimentación primaria (Imhoff), filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA), lecho de secado de lodos y pozo de absorción.

7- El sistema de tratamiento que involucra tanques de concreto reforzado, resulto ser el más compacto, con el inconveniente de que exige análisis y diseños estructurales que demuestren y predigan el buen funcionamiento de los mismos a lo largo del periodo de diseño.

8- Debido a la geometría que presenta el proyecto se implementaron dos microsistemas de drenaje pluvial, que trabajan de forma independiente, los cuales están provistos de cunetas, tragantes y tuberías de conducción, cada microsistema de alcantarillado está provisto de un campo de pozos de infiltración.

9- El estudio de infiltración permitió establecer las magnitudes geométricas óptimas para el drenado de las aguas pluviales y residuales, La capacidad de absorción del suelo permitió realizar diseños satisfactorios en cuanto a dimensiones de los pozos de absorción, respetando los tiempos de infiltración máximos.

10- El análisis de huella de inundación de la zona, permitió establecer la altura de terraza necesaria para prevenir futuros daños al proyecto.

11- La implementación de método de diseño estructural de la PCA, para diseñar tanques de concreto rectangulares, resulta ser la más práctica, aunque toma valores conservadores, representa ser un método seguro y fiable.

## **6.2 Recomendaciones**

1-Se prevé un retraso de aproximadamente 3 años a partir del 2017 por asuntos legales de propiedades conjuntas por parte de los dueños de la urbanización, para iniciar todas las obras de construcción, se recomienda al finalizar el plazo hacer un nuevo levantamiento topográfico, debido a posibles cambios ocasionados por las inundaciones del 2017, y posibles cambios que puedan ocurrir.

2- Se recomienda la ubicación de las válvulas de limpieza en áreas verdes o cercanas a los tragantes para evitar problemas durante su funcionamiento.

3-En las conexiones domiciliarias de alcantarillado sanitario, se recomienda el uso de tubería de PVC de diámetro mínimo de 4 pulgadas dentro de los lotes, para realizar la conexión hacia las tuberías colectoras se usarán cajas de concreto reforzado o de mampostería reforzadas con espacio libre interno de 60 x 60 centímetros de área en planta.

4-Con el fin de evitar posibles accidentes se recomienda el aislamiento de la planta de tratamiento, mediante mallas o muros de protección.

5-Para garantizar un buen funcionamiento del sistema de tratamiento y las redes de hidrosanitarias se recomienda respetar los periodos de limpieza y mantenimiento especificado en ANEXO G, en especial de los tanques de tratamiento, rejillas de limpieza y pozos de absorción. En los tanques sépticos e Imhoff, se recomienda periodos cortos de limpieza de lodos, para lo cual, se deberá implementar dispositivos de uso frecuente como bombas e insumos como la cal.

6- para prevenir la colmatación de los pozos de infiltración, se recomienda hacer chequeos periódicos durante la temporada de invierno y realizar uno después de cada evento de gran magnitud. De esta forma se mitigarán posibles daños y se aumentará el periodo de duración de las estructuras.

7- Se recomienda hacer un presupuesto detallado para conocer el costo real del proyecto.

## **Bibliografía**

- 1- Baldizón, M. Abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.
- 2- Baldizón, M. Apuntes de Ingeniería Sanitaria II: Diseño de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.
- 3- Chow, V. (1994). Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw-Hill.
- 4- Chow, V. (1994) Hidráulica de Canales Abiertos. Bogotá: McGraw-Hill.
- 5- CEPIS, (1991) Manual de Disposición de Aguas Residuales. Origen, Descarga, Tratamiento y Análisis de las Aguas Residuales. Volumen 1 y 2. Lima: Reverte.
- 6- NTON 09 003-99, (1999). Normas Técnicas para el Diseño de Abastecimientos y Potabilización del Agua. Managua: La Gaceta.
- 7- NTON 05 010 98, (1998). Norma de Diseño de los Sistemas Domésticos y Particulares para el Tratamiento y Disposición de Aguas Servidas. Managua: La Gaceta
- 8- INAA, Guía Técnicas para el Diseño de Alcantarillados y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Managua.
- 9- Alcaldía Municipal de Managua, (2012). Reglamento de Drenaje Pluvial del Municipio de Managua. Managua.
- 10- Lineamientos Técnicos para la Factibilidad, Infiltración Pluvial. México, 2014.

- 11- Mecánica de Suelos 1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo, México. Limusa, 2005.
- 12- Reglamento Nacional de Construcción RNC-07, Ministerio de Transporte e Infraestructura, Nicaragua 2007.
- 13- Concrete Sanitary Structures. Concrete Internacional. 1981, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- 14- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14), Versión en español y en sistema métrico SI, American Concrete Institute.
- 15- Diseño Comparativo de Tanques, Pablo Santiago, René Ismael.2013, Tesina, Universidad de Cuenca.
- 16- Rectangular Concrete Tanks, Javeed A. Munshi, first edition, Portland Cement Association

## ANEXOS

### A. Presiones en el punto de acople

Las pruebas realizadas en campo se resumen a continuación en la tabla 36.

Tabla 36. Prueba de presión estática.

Prueba de presión con manómetro			
Proyecto:	Urbanización altos de Las JAGÜITAS		
Fecha:	13/03/2017		
Ubicación:	Managua. De las 4 esquinas de las JAGUITAS 1200m AL Noroeste. Calle las JAGUITAS.		
Lectura inicial	lectura(psi)	hora de inicio	Hora final
22	22	06:58 a.m.	06:58 a.m.
	22	06:58 a.m.	07:00 a.m.
	21.2	07:00 a.m.	08:00 a.m.
	20.3	08:00 a.m.	09:00 a.m.
	19.6	09:00 a.m.	10:00 a.m.
	16.7	10:00 a.m.	11:00 a.m.
	16	11:00 a.m.	12:00 p.m.
	16.3	12:00 p.m.	01:00 p.m.
	16.3	01:00 p.m.	02:00 p.m.
	16.2	02:00 p.m.	03:00 p.m.
	16.2	03:00 p.m.	04:00 p.m.
	17.1	04:00 p.m.	05:00 p.m.
Promedio de lectura:		18.3 psi	
notas: La localidad circundante a la carretera Las Jaguitas gozan de servicio las 24 horas			
No sufren de escases.			

Fuente: Elaboración propia.

El resultado de las presiones registradas se resume en Tabla 37.



Tabla 37. Presiones registradas.

Presiones registradas		
	psi	mca
Mínima	16	11.25
Máxima	22	15.47
Promedio	18.3	12.86
Presiones de análisis en punto de acople (mayo radas 30%) (PA)		
	psi	Mca
Mínima	20.8	14.62
Máxima	28.6	20.11
Promedio	23.79	16.72

Fuente: Elaboración propia.

## B. Estudio de suelos

### B.1. Sondeos manuales

De las pruebas realizadas en campo se obtuvieron diferentes datos, las Tablas 38, 39 y 41. Muestran un ejemplo de los ensayos de laboratorio realizados.

Tabla 38. Análisis granulométrico muestra #1 de 24.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN LABORATORIO DE MATERIALES Y SUELOS "ING. JULIO PADILLA M."					
Análisis granulométrico					
Nombre:	Altos de Las JAGÜITAS				
Localización:	Managua. De las 4 esquinas de Las JAGÜITAS 1200m AL Noroeste.				
Muestra:	#1	Fecha:	27/02/2017	Sondeo:	1
Tamiz NO.	Peso retenido parcial grs.	% Retenido parcial	%Retenido acumulado	% Que pasa por el tamiz	
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
NO.4					
Pasa NO.4				100	

Suma				100
Análisis granulométrico de materiales que pasa el tamiz no.4				
Tamiz NO.	Peso retenido parcial grs.	% Retenido parcial	%Retenido acumulado	% Que pasa por el tamiz
10	1.5	1.40	1.40	0.99
40	5.8	5.40	6.80	0.95
200	9.5	8.85	15.64	0.91
Pasa la #200	90.6			84.36
Suma	107.4			
Tara NO.	A-54	Peso seco (grs):		107.4
Peso seco lavado (grs):	16.8	Pasa NO.200 :		90.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39. Análisis límites de consistencia muestra #1 de 24.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN LABORATORIO DE MATERIALES Y SUELOS "ING. JULIO PADILLA M."				
<u>Ensayo de límites de consistencia</u>				
Proyecto:	Urbanización los altos de Las JAGÜITAS			
Muestra:	#1	Ensaye no.	1	
Sondeo:	1	Profundidad:	0.00 - 0.22	
<u>Prueba sobre materiales tamizados por la maya no. 200</u>				
Operador:	JEYNER CALERO VIVAS.	FECHA:	28/02/2017	
<u>Limite liquido</u>				
NO. DE Golpes	17	22	28	31
Tara NO.	A-30	B-02	R-104	H-10
PW + TARA	34.5	33.3	34.5	36.1
PS + Tara	30.2	29.2	30.2	31.2
Agua	4.3	4.1	4.3	4.9
Peso de tara	21.8	21.4	21.8	21.7
Peso seco	8.4	7.8	8.4	9.5

% de agua	51.19	52.56	51.19	51.58	
Factor K	0.954	0.985	1.014	1.026	
Limite liquido	48.84	51.78	51.91	52.92	
<u>Limite plástico</u>		<u>Resultados</u>			
Tara NO.	A-19	A-22	Limite liquido (%)	52.21	
PW + Tara	30.2	29.7	Limite plástico (%)	30.91	
PS + Tara	28.3	27.8	Índice de plasticidad (%)	21.30	
Agua	1.9	1.9			
Peso de tara	22	21.8			
Peso seco	6.3	6			
Limite plástico (%)	30.16	31.67			
<u>Factor "K"</u>					
N	K	N	K	N	K
10	0.895	20	0.973	30	1.022
11	0.906	21	0.97	31	1.026
12	0.915	22	0.985	32	1.03
13	0.924	23	0.99	33	1.034
14	0.912	24	0.995	34	1.035
15	0.94	25	1	35	1.042
16	0.917	26	1.005	36	1.045
17	0.954	27	1.009	37	1.051
18	0.961	28	1.014	38	1.051
19	0.967	29	1.018	39	1.054

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40. Clasificación de la muestra #1 de 24.

Muestra #1	LL	IP	% Retiene NO.200
	52.21	21.30	8.85
Nombre según ASTM D-2487 :		MH	Limo elástico
Nombre según AASHTO:		Grupo:	A-7-5
% Pasa NO.200	84.36	IG:	21
Sondeo NO.	Muestra NO.	Estrato	

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados del muestreo realizado en los sondeos manuales se resumen en la siguiente tabla 41.

Tabla 41. Resultados de análisis granulométrico, limes de consistencia y clasificación de suelo.

Sondeo No.	profundidad de estrato(m)	Nombre según método ASTM D-2487		Método AASHTO	
		Símbolo	Descripción	Grupo	IG
1	0.00 - 0.22	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.22 - 0.94	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.94 - 1.5	SM	Arena limosa	A-4	0
2	0.0 - 0.25	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.25- 1.12	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	1.12 - 1.5	MH	Limo elástico	A-7-5	20
3	0.0 - 0.15	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.15- 0.54	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.54 - 1.5	SM	Arena limosa	A-4	0
4	0.0 - 0.22	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.22- 0.41	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.41- 1.5	SM	Arena limosa	A-4	0
5	0.0 - 0.12	SM	Arena limosa	A-4	0
	0.12 - 0.65	MH	Limo elástico con arena	A-7-5	8
	0.65 - 1.5	MH	Limo elástico con arena	A-7-5	8
6	0.0 - 0.22	SM	Arena limosa	A-4	0
	0.22 - 0.45	SM	Arena limosa	A-4	0
	0.45 - 1.5	MH	Limo elástico con arena	A-7-5	8
7	0.0 - 0.2	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.2 - 0.8	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.8 - 1.5	SM	Arena limosa	A-4	0
8	0.0 - 0.4	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.4 - 0.98	MH	Limo elástico	A-7-5	20
	0.98 - 1.5	SM	Arena limosa	A-4	0

Fuente: Elaboración propia.

## B.2. Pruebas de infiltración

Del estudio de infiltración del suelo, se realizaron las siguientes pruebas descritas a continuación, en las tablas 42 y 43

Tabla 42. Prueba de infiltración #1.

Prueba de infiltración			
Proyecto:	Altos de las JAGUITAS		
Fecha:	17/06/2017		
Ubicación:	Managua. De las 4 esquinas de las JAGUITAS 1200m al noroeste.		
Calicata:	#1		
Tipo de suelo:	arena limosa		
Profundidad:	3:00 - 3:30	m	
altura total (pulg)	tiempo	altura descenso (m)	tiempo (seg)
12	12:00:00	0	0
11	11:58:30	0.0254	150
10	11:55:30	0.0254	210
9	11:51:39	0.0254	279
8	11:46:00	0.0254	300
7	11:41:22	0.0254	322
6	11:36:51	0.0254	351
5	11:30:36	0.0254	396
4	11:22:01	0.0254	481
3	11:14:50	0.0254	530
2	11:05:31	0.0254	571
1	10:55:20	0.0254	620
0	10:46:51	0.0254	591
capacidad de absorción			
lts/dia/m2	m/seg	cm/seg	
3928.68	4.5E-05	4.5E-03	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 43. Prueba de infiltración #2.

Prueba de infiltración			
Proyecto:	Altos de las jaguitas		
Fecha:	18/06/2017		
Ubicación:	Managua. De las 4 esquinas de las JAGUITAS 1200m al noroeste.		
Calicata:	#2		
Tipo de suelo:	arena pobremente gradada		
Profundidad:	6:00 - 6:30	m	
altura total (pulg)	tiempo	altura descenso (m)	tiempo (seg)
12	12:00:00	0	0
11	11:58:05	0.0254	125
10	11:56:35	0.0254	155
9	11:54:18	0.0254	138
8	11:52:01	0.0254	121
7	11:49:15	0.0254	195
6	11:46:22	0.0254	202
5	11:42:28	0.0254	268
4	11:38:35	0.0254	275
3	11:33:42	0.0254	342
2	11:27:48	0.0254	408
1	11:22:07	0.0254	307
0	11:17:58	0.0254	358
capacidad de absorción			
lts/dia/m2	m/seg	cm/seg	
6492.78	7.5E-05	7.5E-03	

Fuente: Elaboración propia.

El resultado obtenido de los ensayos de infiltración del suelo son los siguientes descritos en la tabla 44.

Tabla 44. Clasificación de suelo y velocidad de infiltración.

prueba No.	profundidad	Nombre según método ASTM D-2487		Método AASHTO		velocidad de infiltración (cm/seg)
		Símbolo	Descripción	Grupo	IG	
1	3.00 - 3.30	SM	Arena limosa	A-2-4	0	4.5E-03
2	6.00 - 6.30	SP-SM	Arena pobremente gradada con limo	A-2-4	0	7.5E-03

Fuente: Elaboración propia.

### **C. Plan de conexión y diámetro de la cometida**

Para determinar las tuberías más cercanas al proyecto y diámetro de la mismas, se recurrió hacer entrevistas a personas que habitan la zona circundante, en marzo de 2017, para corroborar los datos se realizaron visitas a los proyectos de explotación y almacenamiento de agua potable de abastecimiento público, cercanos, con la información recolectada se logró determinar la existencia de una tubería de 4 pulgadas (100mm), ubicada de bajo de la carretera Las Jagüitas.

La red diseñada para la urbanización se conectará a la línea de suministro público, por medio de la compra del derecho de concepción, para eso se planea seguir el siguiente orden:

- 1- Presentar el anteproyecto ante la Alcaldía de Managua, con lo cual se podrá pedir una constancia de uso de suelos.
- 2- Emitida la constancia se podrá ir a ENACAL, donde se presenta la escritura inscrita, el anteproyecto y las memorias de cálculo de los diseños, para cancelar en ventanilla única la suma de 2000 C\$, para que se emitan la orden para hacer las pruebas de presiones.
- 3- Conseguida la prefactibilidad que son los datos de presión y el punto de acople, se presentas ante la Alcaldía de Managua todo el ante proyecto, para su revisión.
- 4- Hacer todas las correcciones que indique la Alcaldía, para presentarlo ante ENACAL y de su aprobación final.
- 5- Una vez aprobado el ante proyecto, la Alcaldía de Managua transmitirá la licencia de construcción, para iniciar con el acople con un único medidor de flujo.
- 6- Durante la ejecución del proyecto a medida que las casas se van ocupando, se instalarán los micromedidores, la urbanizadora será la encargada del costo tarifario, ENACAL proporcionará los micromedidores.

## **D. Diseño estructural de tanques de sedimentación**

### **D.1. Normas de diseño a usar**

Para el análisis y diseño de los tanques es necesario obedecer parámetros que garanticen su funcionalidad a lo largo de un periodo de tiempo que se supone trabajará con seguridad. En Nicaragua se emplea el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-2017, el cual proporciona requisitos mínimos de diseño y construcción, para obras que requieren un diseño preciso y detallado, te remite al ACI 318 (American Concrete Institute), donde se encuentran los requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural.

Debido a las características del líquido que contendrán los tanques, se hace necesario recurrir al ACI 350 (comité 350 del Instituto Americano del Concreto), este se enfoca en estructuras de ingeniería ambiental de concreto.

#### **D.1.1. Partes de RNC-2017**

El RNC-2017 es documento emitido por el Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua, donde se especifican las normas técnicas de diseño y construcción, son de especial interés los siguientes artículos:

Artículo 15. Métodos de diseño estructural.

Artículo 20. Clasificación de estructuras por grupos.

Artículo 24. Coeficiente de diseño sismo resistente.

Artículo 25. Influencia del suelo y del periodo de edificio.

Artículo 35. Análisis y diseño de otras construcciones nuevas.

Artículo 108. Métodos de diseño (concreto reforzado).

#### **D.1.2. Partes del ACI 350**

Se utilizó la versión ACI 350-06, esta norma fue considerada para el diseño de los tanques debido a que en esta se encuentran las disposiciones de seguridad que



son aplicables a estructuras para almacenamiento de agua, siendo de especial interés los siguientes capítulos:

Capítulo 8: Disposiciones generales: se dan disposiciones acerca de las dimensiones a utilizar para el diseño de los diferentes elementos.

Capítulo 9: Requerimientos de fuerza y servicio: contiene las modificaciones a las combinaciones de cargas del ACI-318 utilizadas especialmente para el tipo de estructuras destinadas a contener líquidos, esta sección regula la utilización de los coeficientes ambientales que se aplican con el objetivo de reducir los esfuerzos y evitar agrietamientos en las estructuras diseñadas.

### **D.1.3. Partes del ACI 318**

El Reglamento ACI corresponde al informe del comité 318 del Instituto Americano del Concreto, este se enfoca en el diseño utilizando concreto estructural, se empleará la versión ACI-318-11.

En esta norma se indican los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de hormigos armados, se definen entre otras cosas los métodos de diseño utilizados, las resistencias de los materiales a utilizarse, las capacidades mínimas y máximas de elementos diseñados, secciones optimas, combinaciones de cargas y coeficientes de reducción de capacidad, longitudes de desarrollo y armado de elementos.

### **D.2. Métodos de diseño**

A continuación, se abordarán los aspectos y criterios de diseño para tanques rectangulares de concreto reforzado, los razonamientos estructurares están orientados para dar solución a problemas sanitarios, manejar de forma segura las aguas residuales que producirá el proyecto en estudio.

Las estructuras de concreto reforzado que contendrán sustancias peligrosas para el medio ambiente, requieren de una larga vida útil y durabilidad en sus componentes, para lograr cumplir estos objetivos se usara el código ACI 350-06,

sección 9.2.6, donde se establecen coeficientes sanitarios de 1.3, este factor no es aplicable en las combinaciones de carga que incluyen los efectos del sismo.

Los depósitos rectangulares de concreto reforzado, los muros regularmente trabajan a flexo tensión por lo que su análisis se basa en teorías de placas delgadas, considerando las condiciones de apoyo en los bordes verticales y horizontales, la losa en base del tanque se podrá considerar empotrada en la unión con los muros.

El tanque será modelado sin cubierta, el análisis de los muros dependerá de las relaciones geométricas de ( $b/a = \text{lado largo/altura}$ ) y ( $c/a = \text{lado corto/altura}$ ), cuando estas relaciones estén en el rango de  $0.5 \leq b/a \leq 4$  y  $0.5 \leq c/a \leq 3$ , de cumplirse este criterio se podrá llevar a cabo el diseño por el método de la Asociación de Cemento Portland (PCA), implementando los coeficientes presentados en tablas de análisis.

Cuando la geometría del tanque no satisfaga las condiciones establecidas por la PCA, el análisis de los muros se podrá hacer por el Método del Voladizo, donde se incluyen los efectos estáticos y dinámicos, el análisis sísmico se hará por medio de las fórmulas que propone el ACI 350-06 capítulo 10.5

Los muros de los tanques sometidos a flexión requieren de mayor refuerzo en acero, en el lado sometido a esfuerzos de tracción, el concreto simple resiste los esfuerzos de compresión, para determinar el acero mínimo por flexión, se emplean las fórmulas que proporciona el ACI 350-06, capítulo 10.5.

Cuando los depósitos son sometidos a las cargas, se corre el riesgo de agrietamiento, provocando que los líquidos corrosivos entren en contacto con el acero, provocando un deterioro rápido del metal, esto puede ocasionar fallas en la estructura, para evitar este problema se hace necesario una revisión por agrietamiento, se restringirá la separación entre las varillas de refuerzo, implementado el ACI-350-06, sección 10.6.

Otra causa de grietas longitudinales en el concreto, es la falla por adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto, producidas las fuerzas de tensión que actúan

en las componentes normales a las barras, para evitar este fenómeno se deben diseñar longitudes de desarrollo de la barras, en estructuras de gran importancias las longitudes de desarrollo de las varillas son iguales a la longitud de empalme, el ACI 350-0 sección 12.2.2 y 12.2.4 propone las ecuaciones para calcular dicha longitud.

### **D.2.1. Diseño por el método de la PCA**

El modelo de cálculo de la PCA es uno de los métodos de cálculo rápido, que permiten determinar soluciones estructurales aproximadas, fiables y razonables, su metodología se basa en análisis de placa, consiste en la interacción de fuerzas exteriores normales al plano medio y momentos contenidos en planos perpendiculares al mismo.

El diseño de un tanque rectangular de concreto considera que las paredes del tanque son placas, siempre y cuando se cumplan las condiciones establecidas por la PCA, por lo tanto se deberá comprobar que el lado corto  $c$ , el lado largo  $b$  y la altura  $a$ , satisfagan las siguientes relaciones  $4 \geq b/a \geq 1$  y  $3 \geq c/a \geq 0.5$ .

Una vez establecido que los tanques cumplen las condiciones de placa, la PCA basa su diseño en tablas de las que se obtienen los valores de deflexión ( $C_d$ ), cortante ( $C_s$ ) y momentos ( $M_x, M_y, M_{xy}$ ), para diferentes condiciones de borde y de cargas, dichas tablas están publicadas en la Rectangular Concrete Tanks de Javeed A. Nunshi, los valores de estas tablas corresponden a análisis de elementos finitos de placas bidimensionales sujetas a cargas fuera del plano utilizando el programa sap 2000.

Para elegir las tablas de debe tener claro:

1- Las condiciones de apoyo que se dan en la base, son modeladas como articuladas y empotradas su elección depende del criterio del diseñador. Ver Figura 14.

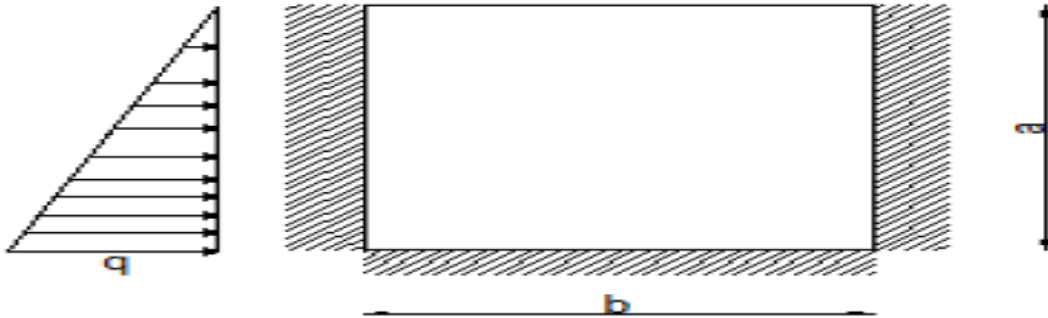


Figura 14. Carga variable o triangular, producida por acciones del agua o suelo.

2- El tipo de carga que está sometida. Las tablas están definidas para dos tipos: una de tipo rectangular que indica cuando existen cargas distribuidas uniforme, la segunda carga triangular que representa carga variable.

3- La condición en que se encontrará el tanque durante su vida útil, como durante su construcción, teniendo en consideración las condiciones del suelo encontradas, ver figuras 15 y 16, las más críticas de interés son las siguientes:

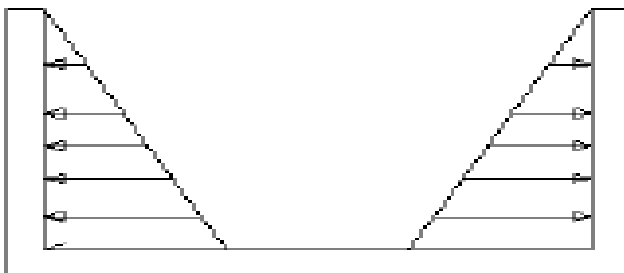


Figura 15. Condición de tanque lleno, sin relleno de suelo. Condición en que solo existe carga hidrostática.

a- Tanque lleno y no se tiene colaboración del suelo para resistir las del agua, esto para buscar fugas antes de rellenar el terreno.



Figura 16. Tanque vacío con relleno de suelo. Condición en que solo existe presión lateral de tierras.

B-Tanque vacío se tiene las cargas producidas por el suelo, esta condición se da durante su funcionamiento.

Una vez localizadas las tablas a utilizar se buscan los valores de los coeficientes  $C_d$ ,  $C_s$ ,  $M_y \text{ coef}$ ,  $M_x \text{ coef}$  y  $M_{xy} \text{ coef}$ , con el uso de estos coeficientes y las ecuaciones definidas por el método se puede calcular los parámetros de diseño que son:

$$\text{Deflexion} = \frac{C_d * q * a^4}{1000}, \text{ Cortante: } V = C_s * q * a$$

$$\text{Momento flector y torsores: } M_{xy} = \frac{M_{xy} \text{ coef} * q * a^2}{1000}$$

Para el diseño de los elementos se debe tener en cuenta las disipaciones del ACI 318, para la determinación del tipo y cantidades de acero de refuerzo, las longitudes de desarrollo, los empalmes, las separaciones de acero por agrietamiento, áreas de acero mínimo, los espesores mínimos, por tratarse de estructuras que contendrán líquido es necesario considerar el coeficiente sanitario del ACI 350.

#### **D.2.1.1. Criterios de diseño**

Metodología de cálculo de la PCA

1- Factores internos al tanque: Altura y densidad del líquido, esta densidad es mayor que la del agua.

- 2- Factores externos al tanque: Densidad, cohesión, nivel freático del suelo.
- 3- Análisis de los casos críticos: Tanque lleno sin ayuda del suelo, tanque vacío soportando el peso del suelo, tanque vacío con presencia de nivel freático.
- 4- Definición del caso del apoyo del tanque.
- 5- Cálculo de cargas  $(q) = HL \cdot \gamma_w \cdot K_a$ .
- 6- Revisión por cortante al pie de la pared y borde lateral de pared larga.
- 7- Cálculo de momentos verticales  $(M_x) = M_x \text{ coef.} \cdot q a^2 / 1000$ .
- 8- Determinación del momento máximo vertical por medio de las tablas para momento de la PCA, según el caso b/a, c/a.
- 9- Cálculo y distribución de acero por medio de las ecuaciones, ACI 318 sección 10.5.

$$(A_s) = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_c / f_y$$

$$\rho = M_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2)$$

Comparadas con el Área de acero mínima:

$$(A_s)_{\min} = (3 \cdot f_c^2 / f_y) \cdot b \cdot d$$

$$A_s \min = (200 \cdot b \cdot d) / f_y$$

- 10- Cálculo de momentos horizontales  $(M_y) = M_y \text{ coef.} \cdot q a^2 / 1000$ .
- 11- Determinación del momento máximo horizontal por medio de las tablas para momento de la PCA, según el caso b/a, c/a.
- 12- Cálculo y distribución de acero por medio de las ecuaciones, ACI 318 sección 10.5

$$(A_s) = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_c / f_y$$

$$p = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2}$$

Comparadas con el Área de acero mínima:

$$(A_s)_{\min} = \left( \frac{3 f'_c}{f_y} \right) b d$$

$$A_s \min = \frac{200 b d}{f_y}$$

13- Revisión por agrietamiento, cálculo de separación máxima de las varillas, ACI 318, sección 10.6.

14- Cálculo de la longitud de desarrollo de las varillas de refuerzo, el ACI 350-0 sección 12.2.2 y 12.2.4.

15- Comienza segunda iteración cálculo de los criterios: del 3 al 14, se busca la mayor cantidad de acero según el caso crítico.

16- Comienza tercera iteración cálculo de los criterios: del 3 al 14, se busca la mayor cantidad de acero según el caso crítico.

17- Realizadas las tres iteraciones de cálculo se selecciona la que presente mayor cantidad de acero de refuerzo.

### **D.2.2. Diseño por el método del voladizo**

Este se realizará cuando la geometría del tanque no satisfaga las condiciones establecidas por la PCA para lado corto, largo y altura, este método es preciso involucra una combinación de análisis estáticos y dinámicos, por lo tanto es más complejo se debe tener cuidado con los cambios de unidades.

Supone un análisis, a una franja del tanque compuesta por la mitad de la base, la pared de uno de los costado largos, ver figura 17, Dicha franja se analizará como muro de retención de espesor constante, un criterio fundamental es la relación espesor de muro, los espesores mínimos ahorran concreto, pero ocasionan un incremento considerable en la cantidad de acero de refuerzo, provocando mayores costos, que para dimensiones más grandes, la razón es que el acero es el principal costo total.

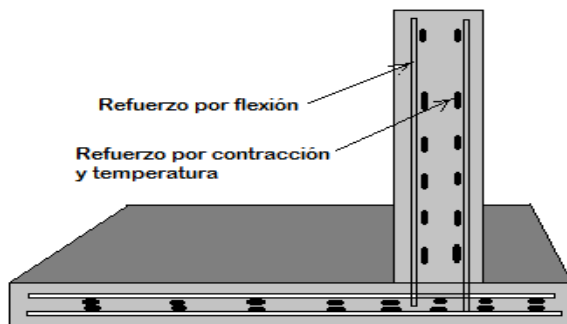


Figura 17. Franja de análisis para implementar Método del Voladizo.

Para iniciar con el análisis de la franja de diseño se establecen las condiciones estáticas, conformadas por las presiones actuantes a lo largo de la pared vertical, las cuales se dividen en:

- Presiones de vidas a la acción del suelo:  $P_{\text{suelo}} = \gamma_{\text{suelo}} * K_s * H$ .
- Presiones de vidas a la presencia de agua:  $P_w = \gamma_w * h_w$ .
- Presiones por la cohesión del suelo:  $P_c = 2C * (K_s)^{0.5}$
- Presiones por aplicación de sobrecarga:  $P_s = P * K_s$

Para obtener la presión en cualquier punto de la pared se emplea la siguiente expresión:  $P = P_{\text{suelo}} + P_w + P_s - P_c$ .



Determinadas las presiones actuantes, se calcula la fuerza y momentos resultantes luego se debe comprobar cómo es afectada la estructura por esas fuerzas, ver figura 18, se determinará los factores de seguridad basados en tres aspectos:

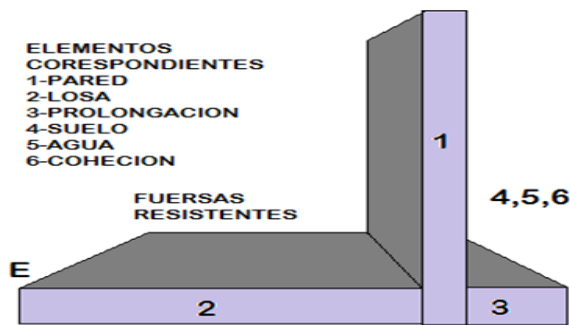


Figura 18. Distribución de fuerza en franja de diseño.

1- Volteo: ocasionado por las fuerzas laterales sin factorar, la relación entre los momentos con respecto al punto E, se aplicará la ecuación:

$$FS_{volteo} = \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{voltero}} \geq 2$$

2- Deslizamiento: se calculan las fuerzas que provocan el empuje, sobre las que se oponen ha dicho movimiento, son el producto de las fuerzas de resistentes al volteo por el coeficiente de fricción existente entre la estructura de concreto y el suelo expresado de la forma:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{F_{deslizamiento}}{F_{resistente}} \geq 1.5$$

3- Capacidad de carga: este nos indica si el suelo tiene suficiente capacidad como para resistir el peso que está siendo aplicado, para ello se debe calcular la carga admisible del suelo (por medio de estudio de suelo), la cantidad de carga aplicada se determinara por medio de la expresión:

$$q_{maxima} = \left(\frac{Rv}{z}\right) * \left(1 \pm \frac{6*e}{z}\right) \quad \text{Donde } e = z - x'$$

Z= representa la distancia entre el centro del tanque hasta el borde del a pared, x' es la distancia del borde a la punta, hasta el punto de aplicación de la fuerza córtate:

$$x' = (M_{resistente} - M_{volteo})/Rv$$

Calculado las dos cargas se determina el factor de seguridad:

$$FS_{capacidad\ de\ carga} = \frac{q_{abmisible}}{q_{maxima}} \geq 3$$

Una vez revisadas las condiciones de estabilidad, se procede al diseño dinámico, donde se consideran las acciones sísmicas, para su diseño se usa el ACI-350(capitulo 21) y para el análisis el ACI-350,3-06, se considera la geometría del tanque, pre-dimensionamiento, desplante y el nivel del líquido, la fuerza sísmica estará compuesta en componentes (inductivas, convectivas, inerciales de techo, inerciales de pared). Ver figura 19.

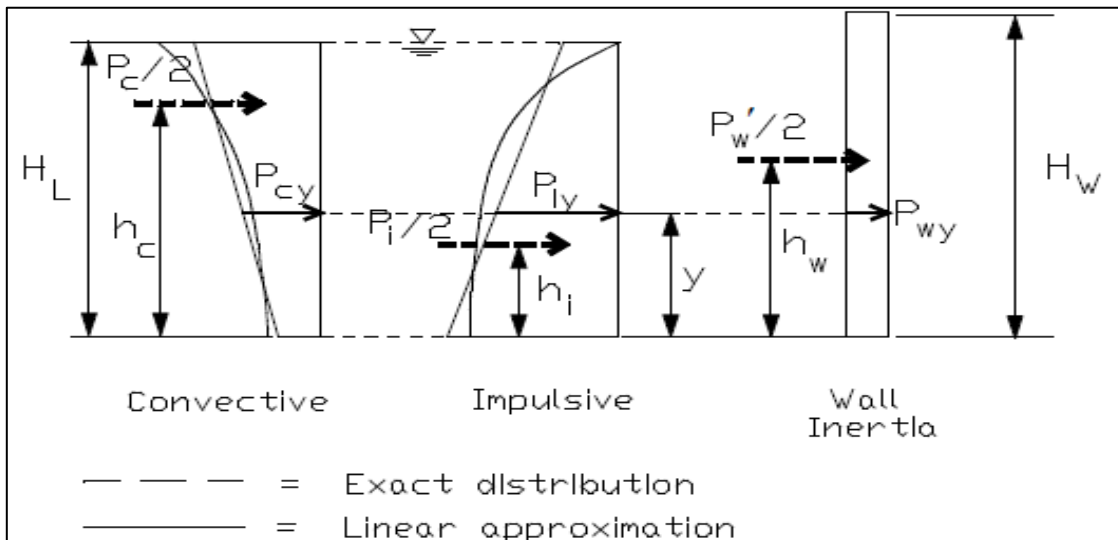


Figura 19. Componentes convectivas, impulsiva e inerciales producidas por el sismo.

El análisis sísmico de un tanque muestra una estructura para dos grados de libertad, uno es el modo convectivo debido a la oscilación del líquido acelerado por el sismo, otro es el modo inductivo provocado por el empuje permanente del líquido sobre las paredes

Se deberá determinar en primera instancia los modos de vibración para distribuirlos de forma vertical y horizontal según las ecuaciones del ACI-350, 5.3.

Luego se deberá calcular las fuerzas y momentos actuantes convectivos, inductivos, inerciales, hidráulicos, de suelo. La resultante de las fuerzas y momentos dinámicos para la cara externa e interna se determina por medio de la siguiente ecuación 5-1

$$P_y = \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + (p_{vy} \times B)^2} \quad (5-1)$$

Del ACI-350 5.3.2, la revisión por cortante se deberá analizar los casos más críticos tanto estáticos como dinámicos, para las dos caras interna y externa.

Determinados los momentos y cortantes máximos en los análisis estático y dinámico, se procede a facturar según las combinaciones de cargas de la sección 15.2 del ACI 350-06 combinaciones de carga última,

Para Nicaragua los de especial interés son:

$$U = 1.6 (L+H)$$

$$U = E+H$$

$$U = L+E$$

$$U = 1.6E$$

Donde:

L= carga viva.

H=carga debido al peso y presión del suelo.

E=carga

Realizada la combinación de cargas se escogen los momentos y cortantes máximos para la cara externa e interna, conforme a la sección 5.3.3 del ACI 350-06, se establece los criterios para la determinación de:

- Cálculo de acero por flexión
- Revisión de la contracción y temperatura
- Revisión por agrietamiento
- Resistencia al corte
- Longitud de desarrollo
- Longitud de empalmes

### D.2.2.1. Criterios de diseño

1- Altura y densidad del líquido, esta densidad es mayor que la del agua.

2- Densidad, cohesión, nivel freático, presión admisible y ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ), se determinan por medio de un estudio de suelo.

3- Análisis estático para determinar los momentos y cortantes máximo, usando el siguiente orden:

a- Determinación del efecto del líquido en las paredes, empuje hidrostático:

$$P_w = \gamma_w * h_w.$$

b- Determinación del efecto de las presiones externas  $P = P_{\text{suelo}} + P_w + P_s - P_c$ , Donde:

- Presiones debidas a la acción del suelo:  $P_{\text{suelo}} = \gamma_{\text{suelo}} * K_s * H$ .

- Presiones debidas a la presencia de agua:  $P_w = \gamma_w * h_w$ .

- Presiones por la cohesión del suelo:  $P_c = 2C * (K_s)^{0.5}$

- Presiones por aplicación de sobrecarga:  $P_s = P * K_s$

c- Cálculo de las resultantes de fuerzas resistentes y de volteo

d- Cálculo de los momentos resistentes y de volteo

e- Revisión de factores de seguridad:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\sum M_{\text{resistente}}}{\sum M_{\text{voltero}}} \geq 2$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{F_{\text{deslizamiento}}}{F_{\text{resistente}}} \geq 1.5$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_{\text{abmisible}}}{q_{\text{maxima}}} \geq 3$$

$$q_{maxima} = \left(\frac{Rv}{z}\right) * \left(1 \pm \frac{6 * e}{z}\right) \quad \text{Donde } e = z - x'$$

$$x' = (M_{resistente} - M_{volteo}) / Rv$$

4- Análisis dinámico para determinar los momentos y cortantes máximo, usando el siguiente orden:

a- Cálculo del peso: contenido WL, paredes del tanque Ww ,losa del fondo Wfondo y peso total del tanque pt=WL+Ww.

b- Cálculo de la masa efectiva de la componente impulsiva y convectiva del líquido, ACI 350.3 capítulo 9.5.1.

c- Cálculo del modo impulsivo horizontal y modo convectivo horizontal:

$$w_i = \frac{\tanh * \left(0.866 * \frac{L}{Hl}\right)}{0.866 * L/Hl} * WL$$

$$W_c = 0.264 \left(\frac{L}{Hl}\right) * \tanh \left(3.16 * \frac{Hl}{L}\right) * WL, \quad \text{ACI 350.3 capítulo 9.2.1}$$

d- Cálculo de las propiedades dinámica  $w_i$  y  $T_i$ , ACI 350.3 capítulo 9.2.4.

e- Cálculo de los factores amplificadores espectrales  $C_i$ ,  $C_c$  y  $C_t$ , ACI 350.3 capítulo 9.4.

f- Cálculo de las fuerzas dinámicas laterales  $P_i$ ,  $P_c$ ,  $P_w$ ,  $V$ , ACI 350.3 capítulo 4.1.1

g- Cálculo de distribución vertical de esfuerzos, ACI 350.3 capítulo 5.3.1.

h- Cálculo de distribución horizontal de presiones convectivas e impulsivas, ACI 350.3 capítulo 5.3.1.

i- Cálculo de momentos actuantes ACI 350.3 capítulo 9.2.2 y 9.2.3

j- Cálculo de momentos ACI 350.3 capítulo 4.1.3.

k- Revisión por volcamiento y desplazamiento:  $M_r / M_o > 1.5, R_v * \tan \phi / R_h > 1.5$ .

l- Cálculo del empuje activo dinámico del suelo (para relleno seco. Granular y homogéneo):  $P_{ACT} = \gamma_{suelo} * H_w * (1 - K_v) * K_{ad}$ .

Donde por medio de la fórmula de Mononobe – Okabe<sup>9</sup> se obtiene:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \beta + \theta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right), \quad \varphi = 36^\circ, \quad \delta = 17^\circ, \quad i = 0, \quad \beta = 90^\circ$$

$$K_h = 0.30, \quad K_v = 0.00$$

m- Cálculo de momentos flexionantes por medio de la ecuación (SRSS<sup>10</sup>), para las fuerzas sísmicas actuantes: convectiva, inductiva, inercia hidráulica, suelo, ACI 350.3 capítulo 4.1.3.

n- Selección de los momentos y cortantes máximos estáticos y dinámicos.

o- Cálculo de momentos y cortantes últimos con ayuda de las combinaciones de carga:

$$U = 1.6 (L + H)$$

$$U = E + H$$

$$U = L + E$$

$$U = 1.6E$$

p- Cálculo y distribución de acero por medio de las ecuaciones:

---

<sup>9</sup> Mononobe y Okabe (1926) método estático, es una extensión de la teoría de falla de Coulomb, toma en cuenta las fuerzas de inercia horizontal y vertical en el suelo.

<sup>10</sup> Representa la fórmula (5-1) del ACI-350 5.3.2.

$$(A_s) = \rho \cdot b \cdot d$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_v}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$R_v = \frac{MU}{\phi b d^2}$$

Comparadas con el Área de acero mínimo:

$$(A_s)_{\min} = (3 \cdot f'_c / f_y) \cdot b \cdot d$$

$$A_s \min = (200 \cdot b \cdot d) / f_y, \quad \text{ACI 318 sección 10.5}$$

13- Revisión por agrietamiento, cálculo de separación máxima de las varillas, ACI 318, sección 10.6.

14- Cálculo de la longitud de desarrollo de las varillas de refuerzo, el ACI 350-0 sección 12.2.2 y 12.2.4.

### **D.3. Resultado del diseño estructural de tanques Imhoff y FAFA**

El resultado del cálculo estructural se logra apreciar con claridad en [los planos #11 y 12 ANEXO H](#), en donde se observan las distribuciones de acero correspondiente de cada tanque, y los espesores de concreto.

#### **D.3.1. Memoria de Cálculo de Tanque FAFA**

Datos:

$$\text{Altura de tanque (HT)} = 2.7\text{m} = 8.86\text{ ft} = a$$

$$\text{Altura de líquido (HL)} = 2.2\text{m} = 7.22\text{ ft}$$

$$\text{Lado corto (L1)} = 4.2\text{m} = 13.78\text{ ft} = c$$

$$\text{Lado largo (L2)} = 7.9\text{m} = 25.92\text{ ft} = b$$

$$\text{Espesor de paredes (tw)} = 0.2\text{m} = 7.9\text{ in}$$

$$\text{Espesor de base (e)} = 0.2\text{ m} = 7.9\text{ in}$$

$$\text{Densidad de líquido } (\gamma_w') = 11.01\text{ KN/m}^3 = 70.1\text{ lb/ft}^3$$

Densidad de suelo ( $\gamma_s$ )= 15.69 KN/m<sup>3</sup> = 100 lb/ft<sup>3</sup>

Precio admisible del suelo ( $p_{amb}$ ) = 147.09975 KN/m<sup>2</sup>

Cohesión (C) = 0 KN/m<sup>2</sup>

Ángulo de fricción del suelo ( $\beta$ ) = 36°

Ka suelo= 0.46

Ka agua= 1

f'c= 4000 psi

fy= 60000 psi

Cálculos:

Revisión de relaciones geométricas

b/a = 2.9  $4 \geq b/a \geq 1$

c/a = 1.6  $3 \geq c/a \geq 0.5$  ok se diseñara por el método de la PCA

Para el diseño se consideró dos condiciones críticas, debido a que el nivel freático está muy profundo, este no interactúa en ningún momento con el tanque, la condición tres se descarta, para determinar el espesor del tanque y la distribución de acero, se describe la situación que involucra la mayor cantidad de acero.

Análisis primera condición tanque lleno sin la ayuda de suelo.

Carga debido al líquido (q)= HL \*  $\gamma_w$  \* Ka agua = 7.22 ft \* 70.1 lb/ft<sup>3</sup> \* 1  
= 505.88 lb/ft<sup>2</sup>

Diseño para fuerzas de corte. Tabla 2-17 del Rectangular Concrete Tanks, Javeed A. Munshi, firth edition

Cs caso 3, para b/a=3

Borde inferior min= 0.5

Borde lateral max= 0.37

Borde lateral min= 0.24

Para c/a= 2



Borde inferior min= 0.45

Borde lateral max= 0.27

Borde lateral min= 0.26

1-Comprobación por cizallamiento al pie de la pared

Cortante (V) =  $C_s \cdot q \cdot a = 0.5 \cdot 505.88 \text{ lb/ft}^2 \cdot 7.22 \text{ ft} = 1825.70 \text{ lbs}$

Cortante ultimo (Vu)=  $1.6 \cdot V = 1.6 \cdot 1825.70 \text{ lbs} = 2921.13 \text{ lbs}$

$V_c = 2 \cdot f'_c \cdot b \cdot d = 2 \cdot (4000 \text{ psi}) \cdot 12 \text{ in} \cdot 5.56 \text{ in} = 8441.78 \text{ lbs}$

$d = t - 5/16 = 5.56 \text{ in}$

$b = 12 \text{ in}$

$\phi V_c = 0.75 \cdot V_c = 0.75 \cdot 8441.78 \text{ lbs} = 6331.34 \text{ bs} > V_u \text{ ok'}$

2- Comprobación por cizallamiento en el borde lateral de la pared larga

Cortante lateral max (V)=  $C_s \cdot q \cdot a = 0.37 \cdot 505.88 \text{ lb/ft}^2 \cdot 7.22 \text{ ft} = 1351.02 \text{ lbs}$

Cortante último (Vu) =  $1.6 \cdot V = 1.6 \cdot 1351.02 \text{ lbs} = 2161.63 \text{ lbs}$

$V = C_s \cdot q \cdot a = 985.88 \text{ lbs}$

$N_u = -1.6 \cdot V = -1577.41 \text{ lbs}$

Debido que la pared larga está sujeta a una fuerza de tensión simultánea, ocasionada por el cortante en la pared corta, el cortante resultante está dado por:  
11.3.2.3 del ACI 318

$V_c = 2 \cdot (1 + N_u / 500 A_g) \cdot f'_c \cdot b \cdot d$

$A_g = t_w \cdot l_d = 7.9 \text{ in} \cdot 12 \text{ in} = 94.48 \text{ in}^2$

$X = (1 + N_u / 500 A_g) = (1 - 1577.41 \text{ lbs} / 500 \cdot 94.48 \text{ in}^2) = 0.96$

$V_c = 2 \cdot X \cdot f'_c \cdot b \cdot d = 2 \cdot 0.96 \cdot (4000 \text{ psi}) \cdot 12 \text{ in} \cdot 5.56 \text{ in} = 8159.92 \text{ lbs}$

$$\phi V_c = 0.75 * V_c = 0.75 * 8159.92 \text{ lbs} = 6119.94 \text{ lbs} > V_u \text{ ok'}$$

### Determinación de acero vertical

$$\text{Momento de flexión vertical (Mx)} = M_x \text{ coef.} * q_a^2 / 1000$$

$$q_a^2 / 1000 = 505.88 \text{ lb/ft}^2 * 7.22 \text{ ft}^2 / 1000 = 26.36 \text{ ft-lbs} = 0.32 \text{ in-kips Mx}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento de flexión ultimo Mux} &= \text{coef. sanit} * 1.6 * \text{coef.} * M_x = 1.3 * 1.6 * 0.32 M_x \\ &= 0.66 * M_x \text{ coef. Ver tabla resume 45.} \end{aligned}$$

Tabla 45. Coeficientes de Momentos verticales para  $b/a = 3$ ,  $c/a = 2$ .

		0.1 & 0.9 b		0.3 & 0.7 b		0.5 b	
		coef.	Mux	coef.	Mux	coef.	Mux
Top		0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.9	a	-2	-1.32	4	2.63	5	3.29
0.8	a	-3	-1.97	7	4.60	8	5.26
0.7	a	-1	-0.66	9	5.92	10	6.58
0.6	a	0	0.00	9	5.92	9	5.92
0.5	a	1	0.66	8	5.26	4	2.63
0.4	a	1	0.66	-2	-1.32	-7	-4.60
0.3	a	-2	-1.32	-16	-10.53	-24	-15.79
0.2	a	-8	-5.26	-37	-24.34	-49	-32.23
0.1	a	-19	-12.50	-67	-44.07	-84	-55.26
Bottom		-38	-25.00	-109	-71.70	-129	-84.86

Fuente: Tabla 3-29, Rectangular Concrete Tanks, Javeed A. Munshi, fifth edition

Se escoge el máximo Mux evaluado =  $M_u = -84.9$  in-kips

Cálculo del área de acero

$$d = t - 2 - 5/16 = 5.56 \text{ in}$$

$$b = 12 \text{ in}$$

$$p = M_u / (\phi f'_c b d^2) = 84.9 \text{ in-kips} / (0.9 * 4000 * 12 * 5.56) = 0.064$$

$$\text{Área de acero calculado (As)} = p * b * d * f'_c / f_y = 0.064 * 12 * 5.56 * 4 / 60 = 0.28 \text{ in}^2$$

$$\text{Área de acero mínima (As) min} = (3 \cdot f'c^2 / fy) \cdot b \cdot d$$

ACI 318, 10.5=

$$(3 \cdot 400^2 / 6000) \cdot 12 \cdot 5.56 = 0.21 \text{ in}^2$$

$$As \text{ min} = (200 \cdot b \cdot d) / fy = (200 \cdot 12 \cdot 5.56) / 60000 = 0.22 \text{ in}^2$$

ACI 318, 10.5

Debido que el As calculado es mayor que el As mínimo se usara el As calculado para una distribución de acero de **#4 @ 8in** para un **As= 0.29 in<sup>2</sup>**.

### Determinación de acero horizontal

$$\text{Momento de flexión horizontal (My)} = My \text{ coef.} \cdot qa^2 / 1000$$

$$qa^2 / 1000 = 505.88 \text{ lb/ft}^2 \cdot 7.22 \text{ ft}^2 / 1000 = 26.36 \text{ ft-lbs} = 0.32 \text{ in-kips Mx}$$

$$\text{Momento de flexión ultimo Muy} = \text{coef. sanit} \cdot 1.6 \cdot \text{coef.} \cdot Mx = 1.3 \cdot 1.6 \cdot 0.32 \text{ Mx} \\ = 0.66 \cdot My \text{ coef. Ver tabla 46.}$$

Tabla 46. Coeficientes de Momentos horizontales para  $b/a = 3$ ,  $c/a = 2$ .

		corner	0.1 b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
			0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
0.9 a	coef.	-78	-18	9	19	21	22
	Muy	-51.31	-11.84	5.92	12.50	13.81	14.47
0.5 a	coef.	-52	-6	8	10	10	10
	Muy	-34.21	-3.95	5.26	6.58	6.58	6.58
bottom	coef.	0	-8	-16	-22	-25	-26
	Muy	0.00	-5.26	-10.53	-14.47	-16.45	-17.10

Fuente: Tabla 3-29, Rectangular Concrete Tanks, Javeed A. Munshi, fifth edition

Se escoge el máximo Muy evaluado= Mu= -51.31 in-kips

Calculo del área de acero

$$d = t - 2 \cdot 5/16 = 5.56 \text{ in}$$

$$b = 12 \text{ in}$$

$$p = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{51.31 \text{ in-kips}}{(0.9 \cdot 4000 \cdot 12 \cdot 5.56)} = 0.038$$

$$\text{Área de acero calculado (As)} = p \cdot b \cdot d \cdot f'_c / f_y = 0.038 \cdot 12 \cdot 5.56 \cdot 4 / 60 = 0.17 \text{ in}^2$$

Debido a las fuerzas de tensión ocasionados por la pared corta, se requiere de un refuerzo adicional dado por:

$$A_s = 1.65 \cdot N_u / (0.9 f_y) = 1.65 \cdot 1577.41 \text{ lbs} / (0.9 \cdot 60000 \text{ psi}) = 0.05 \text{ in}^2$$

$$\text{Por tanto, el } A_s \text{ cal} = 0.17 \text{ in}^2 + 0.05 \text{ in}^2 = 0.22 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Área de acero mínima (As) min} &= (3 \cdot f'_c / f_y) \cdot b \cdot d && \text{ACI 318, 10.5} \\ (3 \cdot 4000 / 60000) \cdot 12 \cdot 5.56 &= 0.21 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = (200 \cdot b \cdot d) / f_y = (200 \cdot 12 \cdot 5.56) / 60000 = 0.22 \text{ in}^2 \quad \text{ACI 318, 10.5}$$

Debido que el  $A_s$  calculado es mayor que el  $A_s$  mínimo se usará el  $A_s$  calculado para una distribución de acero de **#3 @ 6 in** para un  **$A_s = 0.22 \text{ in}^2$**

Cheque de la separación máxima. ACI 318, 10.6

$$\text{Por agrietamiento evaluado la ecuación } S_{\max} = z^3 / (2 \cdot d_c^2 \cdot f_s^3)$$

Donde:

$$f_s = (M_{ux} / (1.7 \cdot 1.4)) / (A_s \cdot j \cdot d)$$

$$j = 1 - K/3$$

$$K = (2pn + (pn)^2)^{0.5}$$

$$n = 29000 / (f'_c)^{0.5}$$

Se calculó  $S_{\max} = 12.8 \text{ in} > 8 \text{ in}$  ok

Cálculo de la longitud de desarrollo por medio de la ecuación

$$l_d = d_b \frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \phi \lambda}{\left[ \frac{c + k_{tr}}{d_b} \right]} \quad \text{ACI 318, 12.}$$

Donde:

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 1$$

$$\phi = 0.8 \text{ para varillas no. 6 o menores}$$

$$\lambda = 1 \text{ para concreto normal}$$

$$\frac{c + ktr}{d_b} = 2.5$$

Se calculó una longitud de desarrollo = 28 in

Análisis segunda condición tanque vasillo el suelo ejerce presiones laterales a las paredes del tanque, estos esfuerzos son menores a los antes descritos por tanto el acero y espesores a implementar son  $t_w = 0.2$  m, **#4 @ 8 pulgadas** para acero vertical y **#3 @ 6 pulgadas** para acero horizontal, el refuerzo se colocará en doble maya.

## **E. Resumen del estudio hidrológico y modelación hidráulica en el terreno donde se ubicará la Urbanización Altos de Las Jagüitas**

### **E.1. Generalidades**

El estudio fue elaborado por:

Msc, Ing. Héctor Mayorga Pauth- Master en hidrología.

Msc, Ing. Elmer Arce Ruiz- Master en Gestion de Riesgos Naturales.

Solucionadora Consultora-ES

Tuvo como objetivo determinar las características hidrológicas del área de influencia indirecta y directa de la futura urbanización, se definió la escorrentía superficial que aporta al área en sus alrededores, que tiene incidencia directa en el punto de descarga localizado donde será proyectado el proyecto, se analizaron distintos períodos de retorno y diferentes condiciones de suelo, posteriormente se realizaron simulaciones hidráulicas.

## E.2. Cálculo del caudal de diseño

El caudal de diseño se estimó a partir de datos de lluvia máxima anuales de las estaciones meteorológicas de Ticuantepe y el Aeropuerto Internacional de Managua, descritos en las figuras 20 y 21.

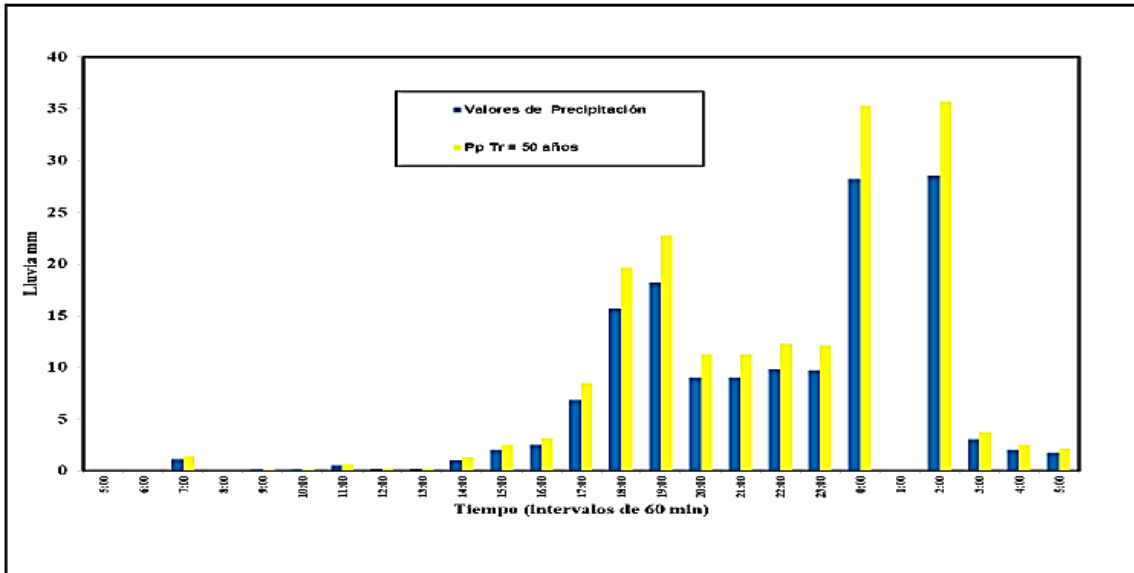


Figura 20. Hietograma de lluvia con intervalos de 60 minutos, durante el huracán Juana, observado en la estación del aeropuerto internacional el 22 y 23 de octubre de 1988.

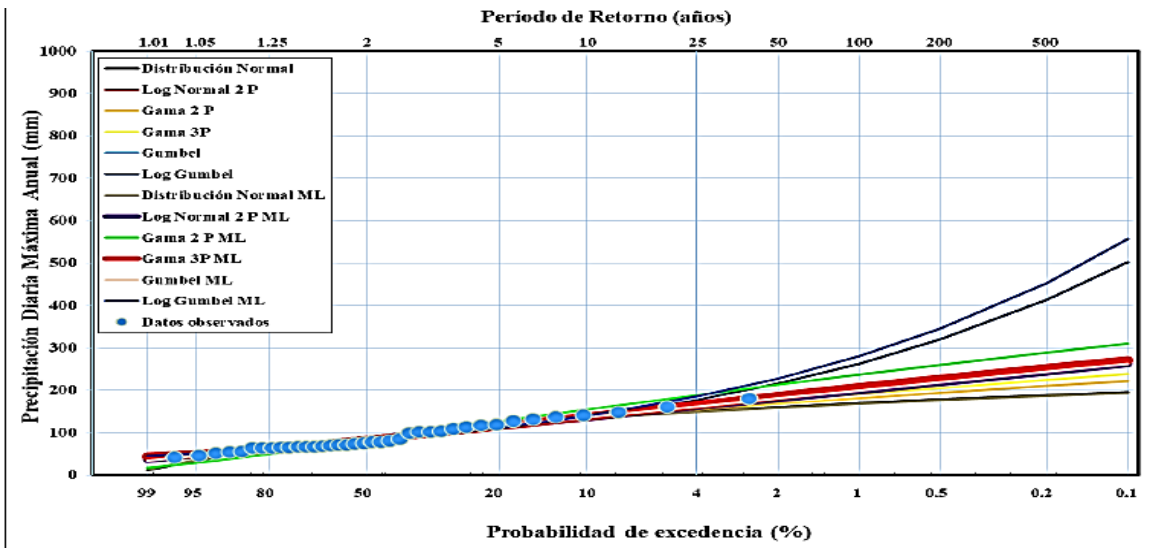


Figura 21. Análisis de frecuencia de precipitación pluvial diaria máxima anual, estación meteorológica de Ticuantepe (periodo 1980-2017).

Se implementó el programa dinámico de inundación de precipitaciones EPA-SWMM 5.1, para realizar simulaciones continuas en periodos extendidos en la cuenca, de las precipitaciones máximas calculadas. Para definir el caudal de diseño, La tabla 47, muestra los resultados del análisis realizado en la cuenca en estudio, la figura 8(localización de áreas que afectan el proyecto), muestra los resultados del área modelada.

Descripción Áreas Aportantes	Area (Hectarea)	Lluvia de diseño (mm)	CN	Ancho (Metros)
Área Cementerio	1.77	186.85	75	115
Área Privada	1.97	186.85	83	177
Calle	0.22	186.85	100	6
Terreno del proyecto	4.96	186.85	79	140

Tabla 47. Características de las áreas aportantes ocupadas como datos de entrada en el modelo hidrológico EPA SWMM.

### E.3. Análisis de la huella de inundación

Por medio de planos topográficos de la zona, se delimito la microcuenca que afecta al proyecto, la figura 22, muestra el área identificada.

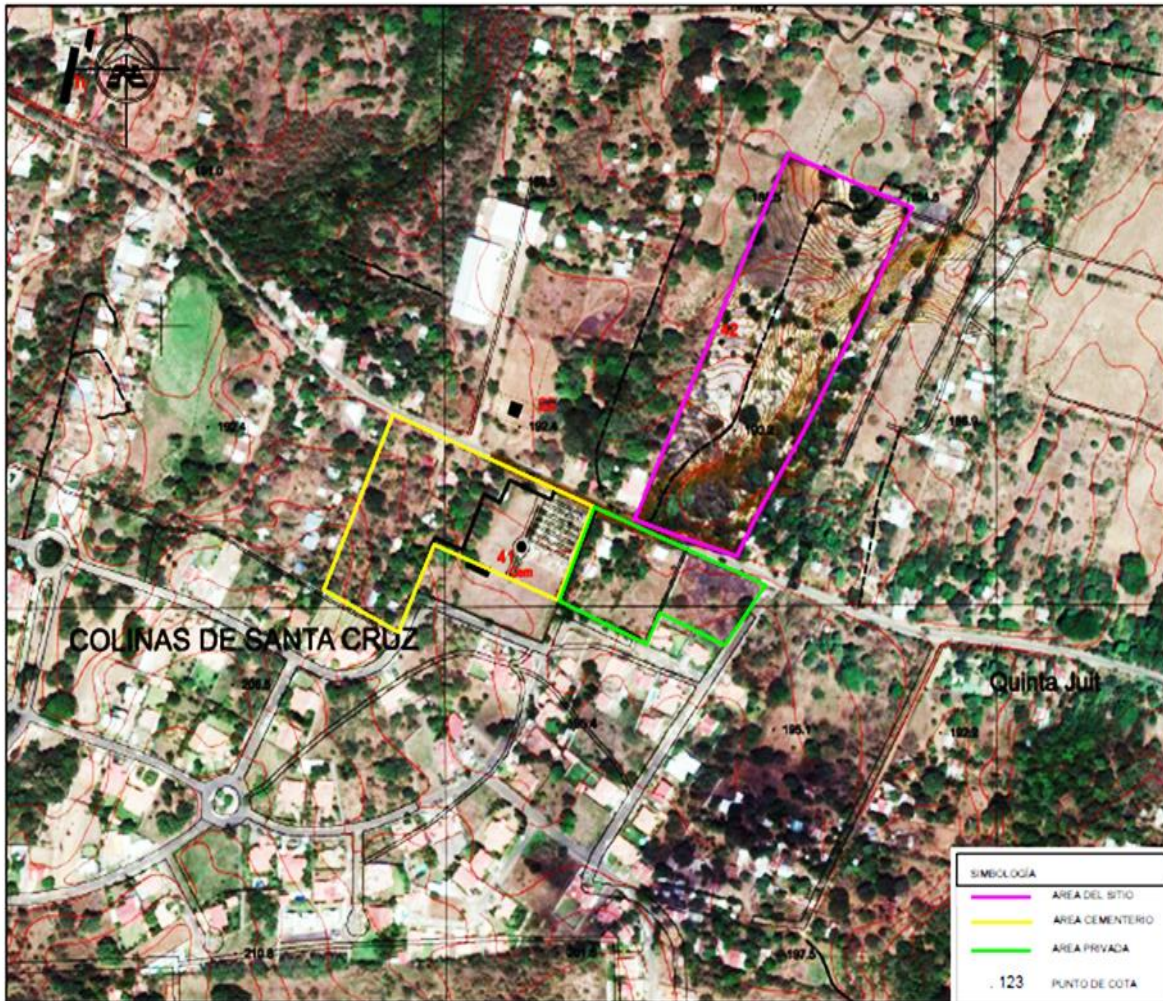


Figura 22. Microcuenca

Los análisis de huella de inundación se realizaron por medio de los programas Hec-GeoRAS, Y HEC-RAS. Se utilizó como medio para la generación de superficies, el plano topográfico levantado en 2018, descrito en la figura 23.



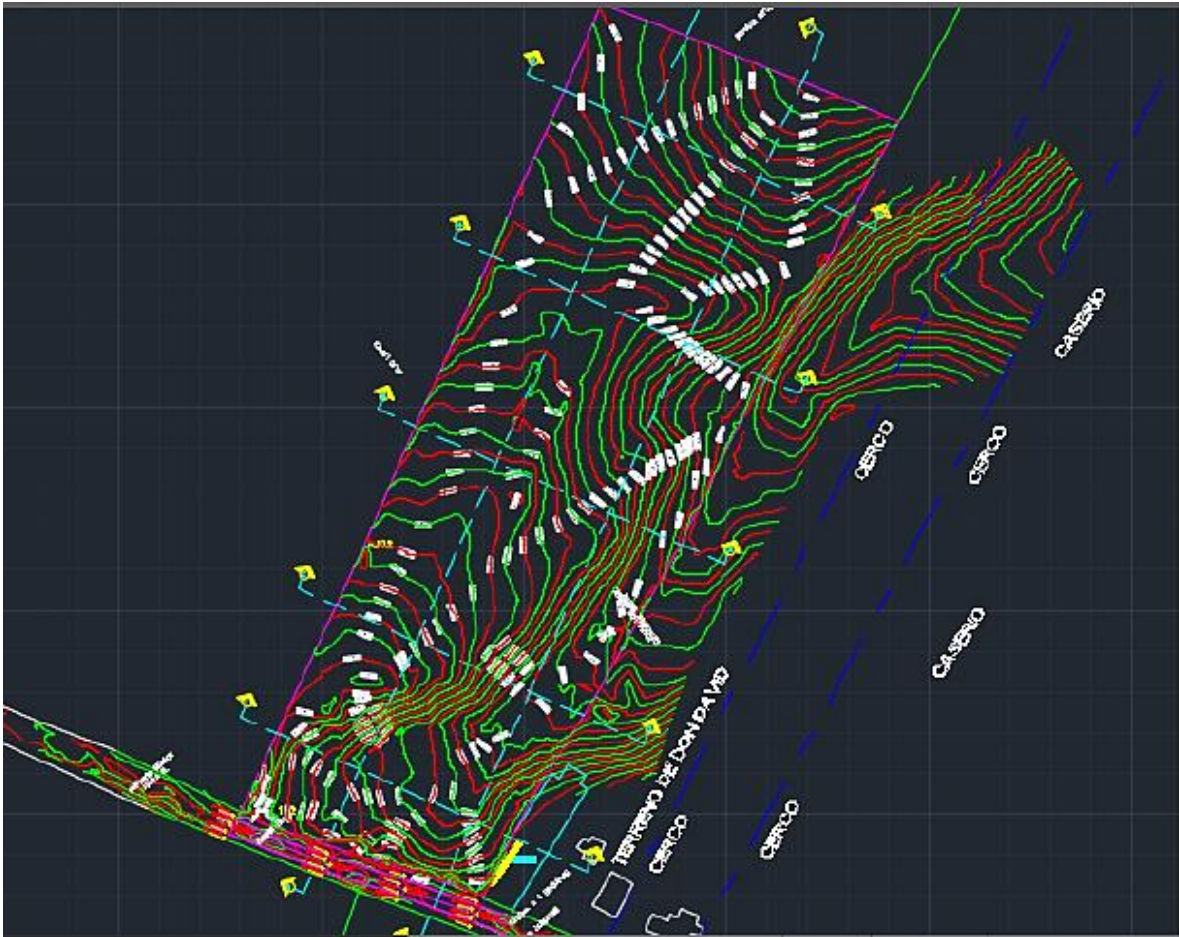


Figura 23. Curvas de nivel cada 0.25 m del levantamiento topográfico realizado en los futuros terrenos del proyecto.

El resultado de la simulación de la superficie del proyecto se describe en la figura 24 y tabla 48, de los cuales se concluye que el nivel de la terraza frontal de elevarse de la elevación 191.25 m a la elevación 192 m, realizar un incrementó en la altura de terraza de 75 cm.

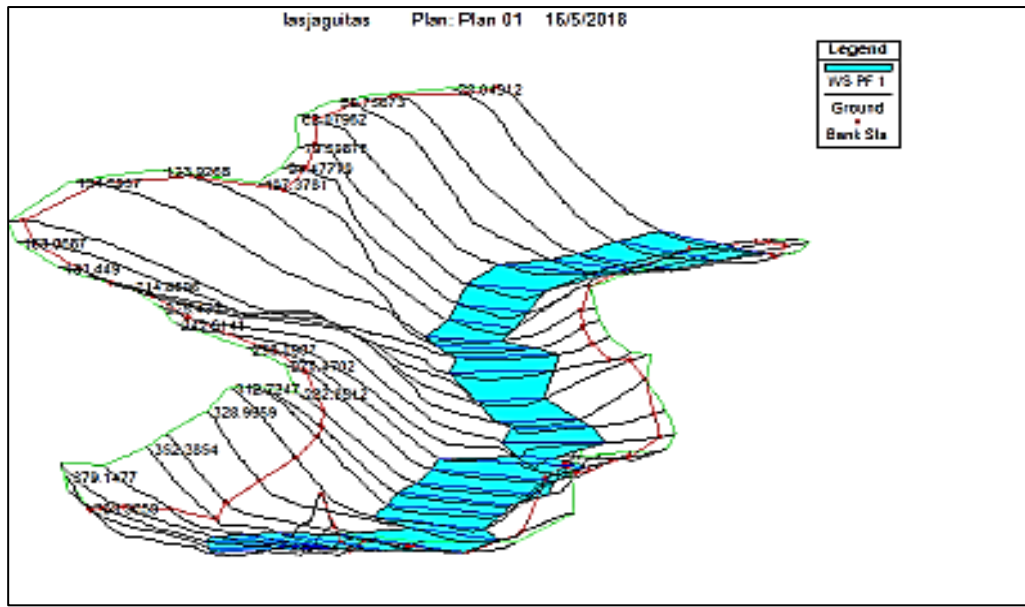


Figura 24. Resultado para la modelación hidráulica del terreno en estudio.

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: cauce_jaguitas Reach: cauce												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
cauce_jaguitas	389.3659	PF 1	0.77	191.35	191.46	191.46	191.50	0.082453	0.88	0.88	11.24	1.00
cauce_jaguitas	379.1477	PF 1	0.77	191.00	191.17	191.12	191.18	0.013628	0.44	1.75	16.15	0.43
cauce_jaguitas	373.0668	PF 1	0.77	190.91	191.02		191.04	0.047789	0.58	1.33	20.93	0.73
cauce_jaguitas	368.7625	PF 1	0.77	190.75	190.90		190.91	0.018810	0.42	1.84	23.79	0.48
cauce_jaguitas	362.5266	PF 1	0.77	190.52	190.66	190.66	190.69	0.093266	0.75	1.02	17.87	1.01
cauce_jaguitas	352.3854	PF 1	0.77	190.11	190.24		190.25	0.024398	0.49	1.56	18.80	0.55
cauce_jaguitas	343.4576	PF 1	0.77	189.86	189.98		189.99	0.035783	0.52	1.48	22.00	0.64
cauce_jaguitas	328.9959	PF 1	0.77	189.42	189.58		189.60	0.021692	0.52	1.49	15.33	0.53
cauce_jaguitas	312.7247	PF 1	0.77	188.79	188.94	188.94	188.97	0.085931	0.72	1.07	19.11	0.96
cauce_jaguitas	300.3071	PF 1	0.77	188.50	188.64	188.56	188.65	0.005574	0.31	2.45	19.38	0.28
cauce_jaguitas	292.5335	PF 1	0.77	188.44	188.54		188.56	0.036031	0.55	1.40	19.46	0.65
cauce_jaguitas	282.8512	PF 1	0.77	188.22	188.34		188.35	0.014601	0.40	1.95	22.33	0.43
cauce_jaguitas	270.4702	PF 1	0.77	188.00	188.09		188.10	0.029468	0.51	1.52	20.45	0.59
cauce_jaguitas	256.0907	PF 1	0.77	187.50	187.76		187.76	0.018852	0.41	1.66	24.32	0.48
cauce_jaguitas	242.6141	PF 1	0.77	187.00	187.25	187.25	187.31	0.073382	1.08	0.71	6.02	1.01
cauce_jaguitas	228.433	PF 1	0.77	185.53	186.93	186.82	186.93	0.008855	0.38	2.02	16.88	0.35
cauce_jaguitas	214.8596	PF 1	0.77	185.48	186.62	186.62	186.65	0.087550	0.84	0.92	13.03	1.01
cauce_jaguitas	198.949	PF 1	0.77	185.81	186.00	185.95	186.01	0.021081	0.54	1.43	13.68	0.53
cauce_jaguitas	181.449	PF 1	0.77	185.50	185.66		185.68	0.017340	0.55	1.40	11.06	0.80
cauce_jaguitas	163.0687	PF 1	0.77	185.26	185.45		185.46	0.008738	0.38	2.04	17.10	0.35
cauce_jaguitas	149.0994	PF 1	0.77	185.05	185.15	185.15	185.18	0.083399	0.76	1.02	16.23	0.97
cauce_jaguitas	134.5957	PF 1	0.77	184.50	184.66		184.68	0.018581	0.48	1.61	16.58	0.49
cauce_jaguitas	123.9268	PF 1	0.77	184.23	184.36	184.34	184.38	0.044745	0.70	1.10	12.42	0.75
cauce_jaguitas	107.3781	PF 1	0.77	183.75	183.95		183.96	0.016055	0.53	1.45	11.41	0.48
cauce_jaguitas	94.47779	PF 1	0.77	183.51	183.71		183.72	0.021992	0.57	1.35	12.22	0.55
cauce_jaguitas	79.59875	PF 1	0.77	183.25	183.48		183.49	0.011180	0.45	1.71	13.15	0.40
cauce_jaguitas	62.07962	PF 1	0.77	183.00	183.16		183.17	0.036105	0.57	1.35	17.53	0.66
cauce_jaguitas	50.75673	PF 1	0.77	182.65	182.81	182.78	182.83	0.026063	0.53	1.44	16.32	0.57
cauce_jaguitas	41.41024	PF 1	0.77	182.40	182.53		182.54	0.035660	0.57	1.35	17.49	0.66
cauce_jaguitas	28.04312	PF 1	0.77	182.08	182.24		182.25	0.014989	0.43	1.80	18.85	0.44
cauce_jaguitas	16.28849	PF 1	0.77	181.89	182.01	181.98	182.02	0.025006	0.48	1.61	20.82	0.55

Tabla 48. Resultados hidráulicos generados en el programa HEC-RAS

## **F. Especificaciones técnicas**

### **F.1. Calidades de tubos y accesorios**

El modelo de diseño empleado contempla el uso de tuberías en PVC, con accesorios de uniones del mismo materias, en las redes hidrosanitarias, las esturas de limpieza (pozos de visita, cajas de concepción domiciliar), tanques de sedimentación y pozos de absorción, se construirán de concreto reforzado y mamposterías. Las tuberías, accesorios y obras de concreto deberán ajustarse a las siguientes especificaciones:

Tuberías y accesorios para agua potable a presión: ASTM D1784 para compuestos de PVC, ASTM D2241 tubería plástica a presión, ASTM D2672 tuberías de PVC con juntas cementadas, ASTM D3139 para juntas con empaque para sistemas de a presión, ASTM D3350 tuberías y accesorios de polietileno.

Tuberías y accesorios para drenaje sanitario: ASTM D2665 tuberías y accesorios de PVC para drenaje, desechos y ventilación, ASTM D3034 tubos y accesorios para alcantarillado, ASTM D2672 tuberías de PVC con juntas cementadas.

Tuberías y accesorios para drenaje pluvial: ASTM D2665 tuberías y accesorios de PVC para drenaje, ASTM D3350 tubería y accesorios de polietileno, F 2307 Especificaciones estándar para tubería y accesorios de PVC por gravedad de perfil cerrado serie 10 basados en diámetro interno controlado.

Obras de concreto reforzado: estas serán construidas según las disposiciones del Capítulo III, Normas Mínimas de Concreto Reforzado, del Reglamento Nacional de la Construcción, RNC-07 más las orientadas por el ACI 318S-05.

Obras de mampostería: serán construidas según las disipaciones del Capítulo II, Normas Constructivas Generales de Mampostería, del Reglamento Nacional de la Construcción, RNC-07 más las orientadas por la ASTM C-55, ASTM C-62, ASTM C-91.

Procedimiento estándar de uniones entre tuberías y accesorio con tubería.

En todas las uniones se empleará cemento solvente PVC con sumo cuidado para evitar fugas o daños a la tubería, el pegamento deberá tener buena consistencia líquida si está es muy espesa se descartará, los extremos deberán estar limpios y libres de imperfecciones, para realizar cualquier unión se deberán seguir los siguientes pasos:

- 1- Limpiar los extremos o accesorios a unir, con brocha o trapo limpio.
- 2- Ensayar la unión sin usar cemento solvente, conectar los miembros y marcar con línea los límites de penetración.
- 3- Desmontar el ensayo, colocar el cemento solvente en las dos superficies a conectar, introducir, limpiar el excedente y cualquier mancha del pegamento.

Las uniones de tubos con pozos de visita o cajas de concepción domiciliar se deberá seguir los siguientes pasos:

- 1- Aplicar un anillo de cemento solvente a la tubería, seguidamente aplicarle arena y cemento, para formar una superficie rugosa.
- 2- Colocar la tubería en la pared del pozo o caja, antes de fundir para lograr penetrar y adherirse con firmeza.

En todas las tuberías se permitirá un máximo del 10% de deflexión, esto proporcionará un buen margen de seguridad.

#### **F.1.1. Pruebas de tuberías**

Debido al uso exclusivo de tuberías en PVC, para el proyecto solo se hace necesarios los requerimientos impuestos por las normas: ASTM D2241 tubería plástica a presión y ASTM D3034 tubos y accesorios para alcantarillado, el costo de estas pruebas deberá ser asumidos por el contratista y realizadas en laboratorios.

Sera necesario priorizar las pruebas de alineamiento y exfiltración para juntas de empaque de goma y uniones lisas.

## **F.2. Compactación**

Se recomienda compactar en capas no mayores de 10 centímetros, para alcanzar un peso volumétrico del 85% del peso máximo, recomendado por los requerimientos ASTM D698-58T.

## **F.3. Preparación y ancho de zanjas**

El ancho de zanja depende de variables como profundidades de diseño, los tipos de suelo en *situ*, tipo de acople (dentro o fuera de la zanja), Diámetro de tubería. Se recomienda para sistemas de drenaje usar 0.45 metros más el diámetro de la tubería, dejando orificios de mayor anchura en lugares de trabajo dentro de la zanja.

## **F.4. Colocación de tuberías**

La instalación de las tuberías se iniciará en la parte baja, seguirá hacia las zonas altas, las campanas se colocarán aguas arriba, cuando se interrumpa la instalación se deberán colocar tapones en los extremos para evitar la entrada de suciedades, bajo ningún motivo se deberá golpear o dejar caer la tubería.

Se deberán tender sobre una cama de material fino arena o material selecto, la primera capa de relleno tiene que ser del mismo material fino, el resto de capas será del mismo material que se excavó, las primeras capas se deberán compactar a mano por lo menos unos treinta centímetros, el resto podrá ser compactado con maquinaria.

## **F.5. Conexiones domiciliarias**

Para agua potable las tuberías serán de ½ pulgada (12.5 mm), cada casa estará equipada con una válvula de cierre con su respectivo medidor de flujo.

Para instalaciones sanitarias, se deberán colocar según lo indique los planos o el ingeniero, cada concepción estará provista de una te de diámetro de la tubería madre, que derive a 4pulgadas (100 mm), se proveerá de un codo en 45° y tubería

necesaria para completar la concepción, según la profundidad de la colectora, la conexión deberá estar taponeada hasta que entre en funcionamiento.

Para el caso de aguas pluviales, por medio de canaletas de concreto o tubos de pvc de 4 o 6 pulgadas (100 mm y 150 mm), estos llegaran hasta la pared externa de la cuneta, de forma que no causen alguna incomodidad o accidente.

#### **F.6. Protección de obras no terminadas**

Para prever posibles daños y reparaciones, en temporadas de lluvia o alguna circunstancia, se deberá colocar las señalizaciones, bardas o cerrar temporalmente las aberturas y terminales de tubería que no han sido terminadas.

#### **G. Operación y mantenimiento**

A continuación, se presentará los principales factores necesarios para un buen funcionamiento de las redes, sistema de tratamiento y pozos.

##### **G.1. Operación y mantenimiento de redes**

En general las tuberías de PVC no requieren de mantenimiento especial, simplemente hay que revisar debes en cuando la capa de arena o material selecto de las zanjas, con el tiempo esta puede disminuir ocasionando daños por cagas vivas o golpes, se deberá tener cuidado con las explosiones prolongadas a radiación solar estas pueden ocasionar grietas y estallidos bajo condiciones normales de operación.

En sistemas de alcantarillado los inconvenientes más usuales son los atascamientos provocado por el uso inadecuado del sistema, en las conexiones domiciliare se resolverán por cada vivienda, en las tuberías principales será necesario cuadrillas conformadas por los usuarios o por ENACAL.

Para el caso de las cuadrillas conformadas por los usuarios, estos deberán estar provistos de desatascadores con varilla de alambre, en caso de no solucionar el problema se deberá llamar a cuadrillas de ENACAL.

Para garantizar el buen funcionamiento de los sistemas de alcantarillado se deberán respetar las siguientes actividades:

1- Mantenimiento preventivo: inspección de cajas de registro y pozos de visita, para proceder a desarenar y lavar tuberías, la frecuencia óptima es de 2 veces por año.

2- Mantenimiento correctivo: reparaciones de tuberías, cajas o pozos de visita, que puedan estar dañadas, por lo menos una vez al año.

3- Mantenimiento de emergencia: cada vez que se requiera, este se destina a problemas de obstrucciones de las tuberías principales colectoras.

## **G.2. Operación y mantenimiento del sistema de tratamiento**

El buen funcionamiento de una planta de tratamiento radica en la frecuencia del mantenimiento de cada elemento que la compone, este lo deberá realizar personal calificado y bien entrenado, estos deben seguir instrucciones específicas del diseñador, en todo momento se debe contar con materiales, equipos y herramientas, para realizar las actividades, se deberá mantener las instalaciones limpias y en orden.

El caso de las rejas de limpieza manual la frecuencia en la limpieza será diaria. Inspeccionar, limpiar y lavar con cepillos de alambre, pala o rastrillo.

En el caso del desarenador que trabaja con un caudal menor de 50 lps, la limpieza será manual, siguiendo este orden:

1- Medir el lecho de arena por medio de regla graduada.

2- Si el volumen de arena alcanza  $\frac{2}{3}$  del volumen del tanque, se procede a aislar y drenar el tanque.

3- Se remueve la arena contabilizando la cantidad en los registros.

4- Lavado y puesta en funcionamiento del tanque.

Para la operación del tanque Imhoff se es necesario las siguientes frecuencias de mantenimiento:

1-Diario: eliminar las grasas, natas y sólidos flotantes, que se forman en el compartimiento de sedimentación, por medio de canastas metálica o plásticas unidas al extremo de una vara.

2- Semanal: raspar las paredes, fondos inclinados y ranura del compartimiento de sedimentación, para quitar los sólidos adheridos, por medio de cepillo de alambre o rastrillo de cadena.

3- Mensual: medir la cantidad de lodo, estos deben descargarse antes que lleguen a los 45 cm cercanos a la ranura del sedimentador, los lodos deberán descargarse por medio de bombas a velocidad moderada, después de la descarga las líneas tienen que ser limpiadas y escurridas.

4- Periódico: cuando sea necesario controlar la nata por medio de chorros de agua, o quitándola cuando llegue a unos 60 cm.

Para la operación del tanque filtro FAFA: el mantenimiento será eventual cuando sea necesario, y para hacerlo será necesario suspender las operaciones por un tiempo, este consiste en rastrillar y en ocasiones remplazar la capa superior con material limpio.

### **G.3. Operación y manteniendo de pozos**

El mantenimiento de los campos de absorción será eventual, cuando el pozo lo requiera, o cuando se produzca una lluvia de gran intensidad se deberá inspeccionar, para garantizar el buen funcionamiento de las obras.

El problema más frecuente es la colmatación de la capa superior del filtro, para prevenirlo se recomienda diseñar un programa de inspección y limpieza, quitando la capa colmatada, remplazándola con material nuevo o lavando el material extraído para usarlo de nuevo.



## APENDICE

Tabla 49. Intensidades de precipitación por años.

Intensidades máximas anuales de precipitación							
Estación: Managua							
Años	Duración en Minutos						
	5	10	15	30	60	120	360
1986	158.40	103.80	88.00	54.40	30.50	21.00	8.50
1987	200.40	151.80	119.20	84.40	47.10	27.00	13.00
1988	212.40	168.80	134.40	93.20	64.20	35.60	18.10
1989	150.10	120.70	98.00	55.00	29.20	17.20	7.20
1990	106.20	86.40	72.40	62.50	36.90	24.00	16.10
1991	238.80	204.00	159.60	82.20	50.10	27.00	16.00
1992	123.60	111.00	98.00	69.00	39.30	21.50	9.10
1993	150.00	111.00	87.20	66.00	49.30	29.10	14.30
1994	122.40	108.60	90.00	60.60	54.30	32.80	11.10
1995	115.20	114.00	113.00	78.00	76.00	45.80	18.70
1996	124.80	121.80	120.00	69.60	43.50	23.30	13.00
1997	121.00	120.00	80.00	64.00	33.40	19.40	11.60
1998	230.40	141.60	110.40	76.60	43.10	24.50	10.70
1999	126.00	109.80	84.00	62.40	32.60	22.70	10.00
2000	124.80	116.40	110.00	89.20	51.20	30.00	13.00
2001	230.40	164.00	119.20	76.80	46.00	30.60	12.10
2002	126.00	120.00	114.00	90.00	66.50	62.70	22.00
2003	165.60	130.80	120.80	110.00	95.10	58.90	27.00
2004	132.00	104.40	82.00	64.00	36.40	26.40	9.50
2005	132.00	120.00	108.00	88.00	77.00	42.70	15.00
2006	110.40	108.00	74.80	53.40	41.80	24.50	9.00
2007	142.80	118.80	94.40	62.80	47.00	27.10	11.00
2008	177.60	172.80	153.60	101.60	69.80	39.50	16.00
2009	178.80	154.20	114.00	84.80	47.20	25.00	11.00
2010	151.20	124.80	120.80	85.40	55.80	29.30	11.40
2011	123.60	118.80	82.00	58.80	44.70	34.30	12.60
2012	240.00	180.00	160.00	140.80	93.50	48.20	16.90
2013	123.60	104.40	88.00	64.80	40.80	27.20	10.00
2014	115.20	101.40	82.40	54.40	35.60	18.50	6.80
2015	163.20	120.60	108.40	92.40	67.00	66.00	27.20

Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER.

Tabla 50. Intensidades según precipitaciones máximas.

Intensidades en (mm/h) con un nivel de significación de 0.05							
Tr	5	10	15	30	60	120	360
1.5	132.57	113.71	93.91	66.50	42.49	25.44	10.97
2	147.20	123.35	102.36	73.36	48.67	29.98	12.77
5	183.21	147.07	123.14	90.25	63.87	41.17	17.20
10	207.06	162.77	136.90	101.43	73.93	48.57	20.13
15	220.51	171.64	144.67	107.73	79.61	52.75	21.79
25	237.18	182.62	154.29	115.55	86.65	57.93	23.84
50	259.53	197.34	167.19	126.03	96.08	64.87	26.58
100	281.72	211.95	179.99	136.43	105.45	71.76	29.31

Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER

Tabla 51. Intensidades ajustadas.

Intensidades en (mm/h) obtenidas del ajuste							
Tr	Duración en Minutos						
	5	10	15	30	60	120	360
1.5 años	133.70	110.39	94.39	66.64	42.98	25.94	10.79
2 años	144.98	121.05	104.34	74.76	48.92	29.93	12.68
5 años	176.46	148.08	128.31	93.29	62.44	39.34	17.62
10 años	199.50	165.07	143.81	104.66	70.71	45.34	21.12
15 años	214.44	176.97	152.19	110.33	74.87	48.58	23.29
25 años	233.11	189.96	162.43	117.31	80.03	52.61	26.01
50 años	250.48	206.38	177.59	129.43	88.80	58.54	28.95
100 años	267.61	222.61	192.63	141.51	97.57	64.45	31.85

Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER

Tabla 52. Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada para el municipio de Managua.

Componente del área	Coeficiente de escorrentía	
	Mínimo	Máximo
Centro de la ciudad capital (API - N)	0.7	0.8
Zona de Producción de Industria Liviana (PI - 1)	0.5	0.7
Zona de Producción de Industria Pesada (PI-2)	0.3	0.5
Zona de Producción Mixta de Artesanía y Vivienda ( PM - 1)	0.75	0.85
Zona de Producción Mixta de Industria y Comercio ( PM- 2)	0.75	0.85
Zona de Equipamiento de Transporte Aéreo (ET - 1)	0.6	0.8
Zona de Equipamiento de Transporte Lacustre (ET- 2)	0.5	0.7

Zona de Equipamiento de Transporte Terrestre y Mercados ( ET - 3)	0.7	0.85
Zona de Equipamiento Institucional Especializado ( E. I. E )	0.6	0.8
Zona de Reserva Natural de Parques Nacionales ( RN - 1)	0.05	0.2
Zona de Reserva Natural de la Costa del Lago ( RN - 2 )	0.1	0.25
Zona de Reserva Natural de Protección del suelo ( PN - 3 )	0.05	0.2
Zona de Reserva Natural de Parques Urbanos ( RN - 4 )	0.35	0.4
Zona de Reserva Natural de Cementerios ( RN - 5 )	0.25	0.35
Zona de Reserva Natural de Minas ( RN - 6 )	0.05	0.2
Zona Urbana Regional, Terrenos Planos	0.1	0.15
Zona Urbana Regional, Terrenos Ondulados	0.15	0.2
Zona Rural de Producción Agropecuaria	0.05	0.2
Zona de Vivienda de Densidad Alta ( U - 1 )	0.5	0.6
Zona de Vivienda de Densidad Media Alta ( U - 2 )	0.4	0.5
Zona de Vivienda de Densidad Media Baja ( U - 3 )	0.35	0.4
Zona de Vivienda de Densidad Baja ( U - 4 )	0.3	0.35
Techos y Calles de Asfalto y Concreto	0.9	0.95
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes no mayores de 5%	0.1	0.2
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes del 5% al 10%	0.12	0.2
Áreas boscosas (depende de pendientes, tipo de suelo o cobertura superficial )	0.05	0.2

Fuente: Reglamento de Drenaje Pluvial del Municipio de Managua.

Tabla 53. Relaciones de caudal velocidad y tirantes para tuberías parcialmente llenas.

Relación	q/Q	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
v/V	0.0	0.00	0.326	0.398	0.448	0.488	0.522	0.551	0.576	0.599	0.620
d/D		0.00	0.072	0.099	0.119	0.137	0.152	0.167	0.179	0.191	0.203
rh/Rh		0.00	0.186	0.251	0.300	0.341	0.377	0.409	0.437	0.464	0.488
v/V	0.1	0.641	0.658	0.675	0.690	0.705	0.720	0.733	0.746	0.757	0.770
d/D		0.215	0.224	0.234	0.244	0.253	0.262	0.271	0.279	0.287	0.295
rh/Rh		0.513	0.533	0.555	0.573	0.592	0.611	0.627	0.644	0.659	0.675
v/V	0.2	0.781	0.792	0.802	0.813	0.822	0.831	0.840	0.849	0.858	0.866
d/D		0.303	0.311	0.319	0.326	0.334	0.341	0.348	0.355	0.362	0.369
rh/Rh		0.690	0.704	0.718	0.732	0.745	0.758	0.770	0.783	0.794	0.806
v/V	0.3	0.874	0.882	0.890	0.897	0.904	0.911	0.918	0.925	0.932	0.938
d/D		0.376	0.382	0.389	0.395	0.402	0.408	0.415	0.421	0.428	0.434
rh/Rh		0.817	0.828	0.839	0.850	0.860	0.870	0.880	0.890	0.900	0.908
v/V	0.4	0.944	0.950	0.956	0.962	0.968	0.974	0.979	0.985	0.990	0.995
d/D		0.440	0.446	0.452	0.458	0.464	0.470	0.476	0.482	0.488	0.494
rh/Rh		0.918	0.927	0.935	0.943	0.952	0.961	0.969	0.977	0.985	0.992
v/V	0.5	1.000	1.005	1.010	1.015	1.019	1.024	1.028	1.033	1.037	1.041
d/D		0.500	0.506	0.512	0.518	0.523	0.529	0.535	0.541	0.547	0.552
rh/Rh		1.000	1.007	1.015	1.022	1.029	1.036	1.043	1.049	1.056	1.062
v/V	0.6	1.045	1.049	1.053	1.057	1.061	1.065	1.068	1.072	1.075	1.079
d/D		0.558	0.564	0.570	0.576	0.581	0.587	0.593	0.599	0.605	0.611
rh/Rh		1.068	1.075	1.081	1.087	1.093	1.098	1.104	1.110	1.115	1.120
v/V	0.7	1.082	1.085	1.088	1.092	1.095	1.097	1.100	1.103	1.106	1.108
d/D		0.616	0.622	0.628	0.634	0.640	0.646	0.652	0.658	0.664	0.670
rh/Rh		1.125	1.131	1.135	1.140	1.145	1.150	1.154	1.159	1.163	1.167
v/V	0.8	1.111	1.113	1.116	1.118	1.120	1.123	1.125	1.126	1.128	1.130
d/D		0.677	0.683	0.689	0.695	0.702	0.708	0.715	0.721	0.728	0.735
rh/Rh		1.171	1.175	1.179	1.182	1.186	1.189	1.193	1.196	1.199	1.201
v/V	0.9	1.132	1.133	1.135	1.136	1.137	1.138	1.139	1.139	1.140	1.140
d/D		0.742	0.749	0.756	0.763	0.771	0.778	0.786	0.794	0.802	0.811
rh/Rh		1.204	1.206	1.209	1.211	1.212	1.214	1.215	1.216	1.217	1.217

Fuente: Baldizón, M. Apuntes de Ingeniería Sanitaria II: Diseño de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

## H. Planos