

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERA CIVIL**

**TEMA:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES PARA EL BARRIO LA JOYA I, PARROQUIA DE
CUTUGLAGUA, CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA DE PICHINCHA**

**AUTORA:
PAULINA BEATRIZ CUELLO FERNÁNDEZ**

**TUTOR:
JORGE IVÁN CALERO HIDALGO**

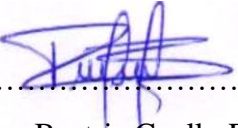
Quito, octubre del 2020

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, Paulina Beatriz Cuello Fernández, con documento de identificación N° 172297585-9, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autora del trabajo de titulación intitulado: “DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL BARRIO LA JOYA I, PARROQUIA DE CUTUGLAGUA, CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA DE PICHINCHA”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de INGENIERA CIVIL, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autora me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

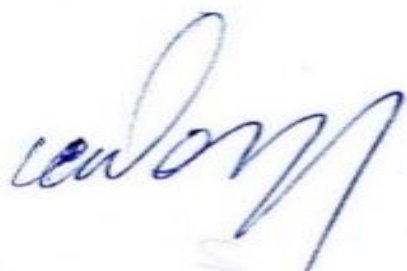
Quito, octubre del 2020


.....
Paulina Beatriz Cuello Fernández
C.I.:172297585-9

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el proyecto técnico, con el tema: “DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL BARRIO LA JOYA I, PARROQUIA DE CUTUGLAGUA, CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA DE PICHINCHA”, realizado por Paulina Beatriz Cuello Fernández, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, octubre del 2020



.....

Jorge Iván Calero Hidalgo

C.I.: 180048043-4

DEDICATORIA

Al concluir este trabajo de titulación, expreso mis sentimientos más profundos a:

Mis padres, ya que sin su apoyo constante no hubiese alcanzado mi meta.

A mis hermanos y demás familiares, que son el complemento de mi vida.

¡Y a toda la juventud estudiosa de mi Patria!

Paulina

AGRADECIMIENTOS

Mi eterna gratitud para Dios quién me ha dado la sabiduría y la fortaleza para formarme como profesional.

A mis adorados padres, quienes me permitieron crecer y estudiar para lograr ser una profesional, siguiendo su buen ejemplo y sano consejo.

A mis hermanos, que con sus palabras de aliento siempre han estado pendientes de mí.

A mis maestros y compañeros que fueron testigos de mis triunfos y fracasos.

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma, colaboraron y me apoyaron en la realización de este trabajo, mi más sincero agradecimiento.

Paulina

ÍNDICE

CAPÍTULO I

GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Planteamiento del problema	3
1.4. Justificación.....	3
1.5. Objetivos.....	4
1.5.1. Objetivo general	4
1.5.2. Objetivos específicos.....	4
1.6. Metas del proyecto	5

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	6
2.1. Aspectos generales	6
2.1.1. Ubicación del proyecto.....	6
2.1.2. Coordenadas georreferenciadas.....	6
2.1.3. Límites.....	8
2.1.4. Área de estudio.....	8
2.2. Aspectos físicos	9
2.2.1. Tipo de suelo	9
2.2.2. Uso de suelo	10
2.2.3. Distribución general de uso de suelo.....	11
2.2.4. Topografía y relieve	12
2.3. Aspectos naturales	13
2.3.1. Climatología	13
2.3.1.1. Información Climática	13
2.3.1.2. Temperatura	13
2.3.1.3. Precipitación	14
2.3.2. Hidrografía	14
2.4. Aspectos ambientales	15
2.4.1. Riesgos naturales.....	15
2.5. Análisis de estudio de suelos.....	16
2.5.1. Clasificación SUCS.....	18
2.5.2. Capacidad de carga admisible	18

2.5.3.	Ángulo de fricción y cohesión.....	19
2.6.	Estudio geotécnico.....	19
2.6.1.	Geología	19
2.6.2.	Riesgo volcánico	20
2.6.3.	Riesgo sísmico.....	20
2.7.	Descripción de la situación actual	21
2.7.1.	Población.....	21
2.7.1.	Educación	23
2.7.2.	Salud.....	23
2.7.3.	Aspecto socio-económico.....	24
2.7.4.	Infraestructura y servicios	24
2.7.4.1.	Vivienda.....	24
2.7.4.2.	Agua potable	25
2.7.4.3.	Alcantarillado.....	26
2.7.4.4.	Energía eléctrica.....	26
2.7.4.5.	Recolección de basura.....	26
2.7.4.6.	Vías de acceso y transporte.....	27
2.7.4.7.	Otros servicios	27
2.8.	Diagnóstico del sistema de alcantarillado existente	28
CAPÍTULO III		
BASES DE DISEÑO		31
3.1.	Definición del sistema de alcantarillado.....	31
3.1.1.	Alcantarillado sanitario	31
3.1.2.	Alcantarillado pluvial	31
3.1.3.	Alcantarillado combinado	32
3.2.	Selección de la alternativa del sistema de alcantarillado.....	32
3.3.	Parámetros de diseño	35
3.3.1.	Período de diseño	36
3.3.2.	Población de diseño.....	36
3.3.2.1.	Población actual	36
3.3.2.2.	Tasa de crecimiento anual.....	37
3.3.2.3.	Población futura	37
3.3.2.3.1.	Método aritmético	37
3.3.2.3.2.	Método geométrico	39

3.3.2.3.3.	Método de zonificación o densidades	41
3.3.2.3.4.	Resumen de proyecciones poblacionales	43
3.3.2.4.	Densidad poblacional.....	43
3.3.2.4.1.	Densidad poblacional actual.....	43
3.3.2.4.2.	Densidad poblacional futura.....	43
3.3.3.	Dotación de agua potable	44
3.4.	Trazado de la red de alcantarillado.....	44
3.5.	Áreas de aportación	45
3.6.	Análisis de caudales	48
3.6.1.	Caudal de aguas residuales (Q_{AS}).....	48
3.6.1.1.	Aguas residuales domésticas (Q_D).....	48
3.6.1.1.1.	Coeficiente de retorno (R).....	49
3.6.1.2.	Aguas residuales institucionales (Q_{INS})	49
3.6.1.3.	Infiltración (Q_{INF}).....	50
3.6.1.4.	Conexiones erradas (Q_{CE})	50
3.6.1.5.	Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD})	50
3.6.1.6.	Caudal máximo horario de aguas residuales ($Q_{m\acute{a}x}$).....	51
3.6.1.6.1.	Coeficiente de mayoración y minoración de caudales	51
3.6.2.	Caudal pluvial (Q_p).....	52
3.6.2.1.	Período de retorno (T_r)	52
3.6.2.2.	Coeficiente de escorrentía (C)	53
3.6.2.3.	Intensidad de lluvia (I)	55
3.6.2.4.	Intensidad diaria máxima ($I_{d_{Tr}}$)	55
3.6.2.5.	Tiempo de concentración (T_c).....	56
3.6.2.6.	Área de drenaje (A).....	57
3.6.3.	Caudal de diseño	57

CAPÍTULO IV

CÁLCULOS Y DISEÑOS

4.1.	Diseño del sistema de alcantarillado combinado.....	59
4.1.1.	Criterios y parámetros hidráulicos de diseño	59
4.1.1.1.	Diámetro Interno Mínimo	61
4.1.1.2.	Material	61
4.1.1.3.	Velocidad y pendiente mínima	61
4.1.1.4.	Velocidad y pendiente máxima.....	62

4.1.1.5.	Profundidad hidráulica máxima.....	62
4.1.1.6.	Profundidad mínima a la cota clave.....	62
4.1.1.7.	Profundidad máxima a la cota clave.....	63
4.1.1.8.	Estado de flujo.....	63
4.1.1.9.	Análisis de flujo a sección llena.....	63
4.1.1.10.	Análisis de flujo a sección parcialmente llena.....	64
4.1.1.11.	Relaciones hidráulicas en conductos circulares.....	66
4.1.2.	Ejemplo de cálculo.....	67
4.1.3.	Análisis comparativo con el programa SewerGEMS V8i.....	78
4.2.	Diseño hidráulico de estructuras complementarias.....	79
4.2.1.	Separador de caudales.....	79
4.2.2.	Estructura de descarga de agua lluvia.....	84
4.2.3.	Diseño de sumideros.....	88
4.2.3.1.	Parámetros de diseño.....	90
4.2.3.2.	Método de cálculo.....	90
4.2.3.2.1.	Caudal de aproximación (Q_o).....	90
4.2.3.2.2.	Caudal de intercepción.....	93
CAPÍTULO V		
TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS		97
5.1.	Generalidades.....	97
5.2.	Características de las aguas servidas.....	98
5.2.1.	Características físicas.....	98
5.2.2.	Características químicas.....	98
5.2.2.1.	Materia orgánica.....	98
5.2.2.2.	Materia inorgánica.....	98
5.2.3.	Características biológicas.....	99
5.2.4.	Normativa Legal.....	99
5.3.	Tipos de tratamiento.....	100
5.3.1.	Tratamiento Preliminar.....	100
5.3.2.	Tratamiento Primario.....	101
5.3.3.	Tratamiento Secundario.....	101
5.3.4.	Tratamiento Terciario.....	102
5.4.	Selección del tipo de tratamiento.....	102
5.5.	Diseño de la planta de tratamiento.....	103

5.5.1.	Rejilla de Entrada	104
5.5.2.	Tanque de Sedimentación Primaria.....	107
5.5.3.	Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)	114
5.5.4.	Lecho de secado de lodos.....	122
5.5.4.1.	Lodos producidos en el tratamiento primario: sedimentador	123
5.5.4.2.	Lodos producidos en el tratamiento secundario: FAFA	125
5.5.4.3.	Dimensionamiento del lecho de secado.....	125
5.5.5.	Descarga al cuerpo receptor	127
CAPÍTULO VI		
EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....		128
6.1.	Antecedentes.....	128
6.2.	Descripción del proyecto.....	128
6.3.	Diagnóstico ambiental del sector.....	129
6.3.1.	Medio Físico.....	129
6.3.1.1.	Clima.....	129
6.3.1.2.	Suelo	129
6.3.1.3.	Recursos hídricos	129
6.3.1.4.	Aire	130
6.3.2.	Medio Biótico.....	130
6.3.2.1.	Flora	130
6.3.2.2.	Fauna.....	130
6.3.3.	Medio Socio-Económico.....	131
6.4.	Identificación de impactos ambientales.....	131
6.4.1.	Valoración de los impactos ambientales	134
6.4.1.1.	Intensidad (I).....	134
6.4.1.2.	Extensión (E)	134
6.4.1.3.	Duración (D)	135
6.4.1.4.	Magnitud (Ma).....	135
6.4.1.5.	Reversibilidad (R).....	136
6.4.1.6.	Riesgo (Ri).....	136
6.4.1.7.	Valor del índice ambiental (VIA)	136
6.5.	Plan de Manejo Ambiental	139
6.5.1.	Medidas de mitigación ambiental.....	140
6.5.1.1.	Previo inicio de obras.....	140

6.5.1.2. Durante la construcción del sistema	140
6.5.1.3. Durante la etapa de operación y mantenimiento	141
CAPÍTULO VII	
MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	142
7.1. Introducción.....	142
7.2. Aspectos de organización	142
7.2.1. Personal para operación y mantenimiento.....	142
7.2.2. Personal técnico y administrativo.....	143
7.2.3. Descripción de las funciones de las partes	143
7.2.3.1. Departamento de alcantarillado	143
7.2.3.2. Operadores de los sistemas	144
7.2.4. Importancia de la operación y mantenimiento	144
7.2.4.1. Redes de alcantarillado	144
7.2.4.2. Sistema de tratamiento	145
7.2.4.2.1. Canal de ingreso y rejilla.....	145
7.2.4.2.2. Sedimentador y filtro percolador convencional	146
7.2.4.2.3. Sistema de lechos de secado.....	147
7.2.4.2.4. Descargas finales.....	147
7.3. Tipos de mantenimiento	147
7.3.1. Importancia del mantenimiento.....	148
7.3.2. Mantenimiento preventivo	149
7.3.3. Mantenimiento correctivo	149
7.4. Redes de alcantarillado.....	151
7.5. Planta de tratamiento de aguas residuales	152
CAPÍTULO VIII	
PRESUPUESTO	155
8.1. Consideraciones generales.....	155
8.1.1. Presupuesto referencial del proyecto de alcantarillado	155
CONCLUSIONES.....	157
RECOMENDACIONES.....	160
REFERENCIAS.....	161

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM representativas del área de implantación del proyecto.....	7
Tabla 2. Distribución del uso de suelo en el sector La Joya I.....	12
Tabla 3. Información de la estación agrometeorológica Izobamba.	13
Tabla 4. Datos de temperatura de la estación Izobamba.....	13
Tabla 5. Precipitación mensual de la estación Izobamba.....	14
Tabla 6. Ubicación geográfica de los puntos de ensayos SPT.	17
Tabla 7. Clasificación SUCS del suelo del sector La Joya I.	18
Tabla 8. Capacidad de carga admisible del suelo.	18
Tabla 9. Censos de población cantón Mejía- parroquia Cutuglagua.	21
Tabla 10. Tasa de crecimiento anual cantón Mejía - parroquia Cutuglagua.....	21
Tabla 11. Proyección poblacional cantón Mejía-parroquia Cutuglagua.....	22
Tabla 12. Proyección poblacional por el método aritmético.	38
Tabla 13. Proyección poblacional por el método geométrico.....	39
Tabla 14. Análisis comparativo entre los métodos aritmético y geométrico.	40
Tabla 15. Resumen de Proyecciones Poblacionales para el año 2050.....	43
Tabla 16. Dotaciones recomendadas.....	44
Tabla 17. Áreas de aportación.....	45
Tabla 18. Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas.	49
Tabla 19. Contribución institucional mínima en zonas residenciales.	49
Tabla 20. Contribución de caudal de infiltración.....	50
Tabla 21. Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.	50
Tabla 22. Coeficientes de mayoración y minoración.....	51
Tabla 23. Períodos de retorno para diferentes ocupaciones del área.	52

Tabla 24. Valores usados para determinar un coeficiente de escorrentía según las características de la superficie.	53
Tabla 25. Coeficiente de escorrentía ponderado.	54
Tabla 26. Zonificación de intensidades (Estación Izobamba).	55
Tabla 27. Resumen de parámetros de diseño para el desarrollo del presente proyecto.	58
Tabla 28. Coeficiente de rugosidad de Manning.	60
Tabla 29. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 1-Columna N° 9.	68
Tabla 30. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 10-Columna N° 18.	68
Tabla 31. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 19-Columna N° 21.	68
Tabla 32. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 22-Columna N° 30.	69
Tabla 33. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 31-Columna N° 41.	69
Tabla 34. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 42-Columna N° 47.	69
Tabla 35. Comparación de resultados hidráulicos del alcantarillado combinado (Excel-SewerGEMS).	79
Tabla 36. Parámetros de cálculo para separador de caudales.	82
Tabla 38. Cálculos hidráulicos del separador de caudales.	83
Tabla 37. Resumen de caudales obtenidos mediante el cálculo hidráulico del separador.	84
Tabla 39. Parámetros hidráulicos de la tubería de descarga.	87
Tabla 40. Dimensiones de la estructura de disipación (Tipo USBR).	88
Tabla 41. Espaciamiento entre sumideros.	89
Tabla 42. Parámetros hidráulicos de un canal triangular.	92
Tabla 43. Caudales de intercepción.	94
Tabla 44. Número de sumideros por calles.	96
Tabla 45. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.	99
Tabla 46. Caracterización de las aguas residuales en la zona de estudio.	100

Tabla 47. Eficiencia mínima de remoción de constituyentes, (Porcentaje).....	102
Tabla 48. Información para el dimensionamiento de la rejilla.	105
Tabla 49. Datos informativos para el diseño del sedimentador.	109
Tabla 50. Calidad del efluente-Sedimentador Primario.....	113
Tabla 51. Parámetros de diseño para tratamientos anaeróbicos de flujo ascendente.....	115
Tabla 52. Bases de diseño para el dimensionamiento del FAFA.....	115
Tabla 53. Calidad del efluente-Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).	120
Tabla 54. Dimensionamiento del Sedimentador Primario.	121
Tabla 55. Dimensionamiento del Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).....	121
Tabla 56. Componentes ambientales.	132
Tabla 57. Acciones representativas en la etapa de construcción, operación, mantenimiento y cierre.	132
Tabla 58. Matriz de identificación de impactos ambientales.....	133
Tabla 59. Matriz Causa Efecto-Valoración cualitativa de impactos ambientales.....	133
Tabla 60. Escala de valoración de la intensidad del impacto.....	134
Tabla 61. Escala de valoración de la extensión del impacto.....	134
Tabla 62. Escala de valoración de la duración del impacto.	135
Tabla 63. Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos.	136
Tabla 64. Escala de valoración de la probabilidad de ocurrencia del impacto.	136
Tabla 65. Escala de significatividad de los impactos evaluados.....	137
Tabla 66. Matriz de evaluación de impactos ambientales en la etapa de construcción.	138
Tabla 67. Matriz de evaluación de impactos ambientales en la etapa de operación, mantenimiento y cierre.	138
Tabla 68. Presupuesto referencial del sistema de alcantarillado y estructuras complementarias.	155

Tabla 69. Presupuesto referencial de la PTAR.	155
Tabla 70. Presupuesto referencial del sistema de alcantarillado y PTAR.	156

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del proyecto "BARRIO LA JOYA I".	6
Figura 2. Mapa de visualización del sector la Joya I.	7
Figura 3. Área de intervención del proyecto.	9
Figura 4. Órdenes de suelos del cantón Mejía.	10
Figura 5. Clases de suelo de la parroquia Cutuglagua.	11
Figura 6. Levantamiento topográfico altimétrico.	12
Figura 7. Mapa de unidades hidrográficas de la parroquia Cutuglagua.	15
Figura 8. Quebrada Jalupana (izquierda). Lugar de implantación de la planta de tratamiento (derecha).	16
Figura 9. Ubicación de los sondeos para el ensayo SPT.	17
Figura 10. Mapa para diseño sísmico (NEC-15).	20
Figura 11. Crecimiento poblacional cantón Mejía-parroquia Cutuglagua.	21
Figura 12. Proyección poblacional cantón Mejía-parroquia Cutuglagua.	22
Figura 13. Escuela 4 DE NOVIEMBRE (La Joya).	¡Error! Marcador no definido.
Figura 14. Instalaciones del subcentro de salud de Cutuglagua.	24
Figura 15. Viviendas de una y dos plantas sector La Joya I.	25
Figura 16. Sitio de captación de varias vertientes (La Joya I).	26
Figura 17. Calle B (izquierda) - Calle H (derecha) sector La Joya I.	27
Figura 18. Capilla La Joya I.	28
Figura 19. Mal mantenimiento del pozo de revisión.	29
Figura 20. Colapso de la tubería de alcantarillado sanitario-hundimiento de tierra.	30
Figura 21. Falta de tapas de hierro fundido en los pozos de revisión.	30
Figura 22. Descargas de aguas servidas en dirección a la quebrada Jalupana.	30
Figura 23. Estimación de la población futura-método aritmético.	38

Figura 24. Estimación de la población futura-método geométrico.....	40
Figura 25. Análisis comparativo entre los métodos aritmético y geométrico.	40
Figura 26. Intensidades máximas en 24 horas con un periodo de retorno de 5 años.....	56
Figura 27. Sección hidráulica parcialmente llena.	65
Figura 28. Relaciones hidráulicas de una sección circular.	67
Figura 29. Separador de Caudales.	81
Figura 30. Disipador de impacto del USBR.	85
Figura 31. Ábaco para obtener la relación W/D en la estructura de impacto.	86
Figura 32. Tipos de sumideros.....	89
Figura 33. Cuneta triangular.	91
Figura 34. Sumidero estándar EPMAPS.....	94
Figura 35. Tanque de sedimentación primaria rectangular.....	108
Figura 36. Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).	114

RESUMEN

El presente proyecto contiene los estudios y diseños técnicos realizados para la implementación del Sistema de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para el barrio La Joya I, ubicado en la parroquia Cutuglagua del Cantón Mejía, con la finalidad de garantizar una disposición correcta de las aguas residuales mejorando de esta manera la calidad de vida de los moradores.

En primer lugar, se realizó una recopilación de información necesaria referente al proyecto para seleccionar en base a un análisis ambiental, topográfico y económico la nueva red de saneamiento, siendo el sistema de alcantarillado combinado como la mejor alternativa en este estudio, posteriormente se efectuó el diseño hidráulico, comprobación en el software SewerGEMS y los planos de diseño; fue necesario la implantación de estructuras complementarias como el separador de caudal y descarga de agua lluvia, la primera diseñada en forma de vertedero lateral y la segunda en forma de un dissipador de impacto. En el tratamiento de las aguas residuales, se realizó el diseño de las unidades de cribado, tanque de sedimentación como tratamiento primario, filtro anaerobio de flujo ascendente como proceso secundario y el manejo de lodos.

Finalmente se presenta un plan de manejo ambiental y su respectivo manual de operación y mantenimiento con la finalidad de llevar buenas prácticas constructivas y garantizar el correcto funcionamiento del sistema. Además, incluye un presupuesto referencial que contempla los costos que se generaría en la etapa de construcción, operación y mantenimiento del proyecto; y un cronograma valorado con el fin de controlar los avances de la obra en forma continua.

Palabras clave: sistema de alcantarillado combinado/ tratamiento de aguas residuales/ separador de caudal/ dissipador de impacto/ filtro anaerobio de flujo ascendente.

ABSTRACT

The present project contains the studies and technical designs realized for the implementation of the Sewerage System and Wastewater Treatment Plant for the La Joya I neighborhood, located in the Cutuglagua parish of the Mejía Canton, in order to guarantee a correct disposition of the wastewater thus improving the quality of life of the inhabitants.

First, a compilation of the necessary information regarding the project was carried out to select the new sanitation network based on an environmental, topographic and economic analysis, with the combined sewerage system as the best alternative in this study, later the hydraulic design, check in SewerGEMS software and design drawings; It was necessary to implement complementary structures such as the flow separator and rainwater discharge, the first designed in the form of a side spillway and the second in the form of a baffled outlets. In the treatment of wastewater, the design of the screening units, sedimentation tank as primary treatment, anaerobic filter upstream as secondary process and sludge management.

Finally, an environmental management plan and its respective operation and maintenance manual are presented in order to carry out good construction practices and guarantee the correct operation of the system. In addition, it includes a referential budget that includes the costs that would be generated in the construction, operation and maintenance phase of the project; and a valued schedule in order to control the progress of the work continuously.

Key words: combined sewerage system/ wastewater treatment/ flow separator/ baffled outlets/ anaerobic filter upstream.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

El presente trabajo de tesis tiene como principal objetivo proporcionar el estudio y diseño del nuevo sistema de alcantarillado para el barrio La Joya I, ubicado en la parroquia de Cutuglagua, cantón Mejía, provincia de Pichincha. La formulación de este proyecto se realiza en concordancia con las Normas de Diseño de Sistema de Alcantarillado para la EMAAP-Q y Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 habitantes (Secretaría del Agua), además de los criterios técnicos de la EPAA-MEJÍA, EP (Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía).

Este trabajo persigue realizar la evaluación, diagnóstico y solución a la red de saneamiento actual del sector La Joya I. Por otra parte, tomando en cuenta la situación técnica, económica y social de la zona de estudio se plantea un nuevo diseño de red de alcantarillado en el que permita la incorporación de un sistema de tratamiento de aguas residuales, justamente para alcanzar soluciones efectivas y eficaces en la dotación de estos servicios de manera que se pueda satisfacer las exigencias actuales y futuras de la población.

El sector La Joya I en la actualidad está dotado de servicios básicos como luz eléctrica, agua potable entubada y un sistema de alcantarillado sanitario que ha superado su periodo de vida útil en algunas calles empedradas mientras que, en caminos donde se tiene una capa de rodadura de tierra no se dispone de ninguna red de saneamiento; sin embargo, por el crecimiento de la población han colapsado pozos y se ha dañado la tubería produciendo de esta manera un foco de contaminación en el sector. Por otro lado, las descargas de las aguas servidas se realizan directamente hacia el cuerpo receptor que en este proyecto es la quebrada Jalupana; éste vertido se lo realiza sin ningún tipo de tratamiento.

Por lo anteriormente expuesto, la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP), considera que la realización del nuevo diseño de alcantarillado, así como los elementos complementarios como: los pozos de revisión, separador de caudal, estructura de descarga y planta de tratamiento de aguas residuales para la zona de estudio constituye una acción de urgente e imperiosa necesidad para orientar a futuro la gestión de la entidad en la dotación de este servicio.

1.2. Antecedentes

La parroquia de Cutuglagua es una de las siete zonas rurales que pertenece al cantón Mejía y que se encuentra cerca de la ciudad de Quito en donde se han desarrollado extensos barrios con altos índices de densidad poblacional, la misma que tiene una organización propia debido a que se han originado en las etapas de lotización de las haciendas de las cuales algunos han tomado su nombre tal como es el caso de La Joya, San Francisco, San José, Santo Domingo, etc.

El sector La Joya I es uno de los barrios que se encuentra ubicado al sur occidente de la parroquia de Cutuglagua de manera que se ha originado por la lotización de lo que antiguamente fue la hacienda La Joya de Carapungo en el año 1980, actualmente dispone de un sistema de agua potable entubada (calicanto) cuya fuente de captación se encuentra en la parte sur occidental de los terrenos del INIAP.

Por otra parte, la problemática del saneamiento básico en el barrio La Joya I debido a su crecimiento poblacional radica en la recolección de aguas residuales y su tratamiento dado que en ciertas calles se posee un sistema de alcantarillado sanitario que ha superado su vida útil originando una serie de problemas siendo uno de ellos el colapso de la tubería de hormigón y en otros casos no existe ninguna red de saneamiento lo que podría generar problemas de salud en la comunidad debido a la presencia de vectores biológicos.

1.3. Planteamiento del problema

En lo pertinente al sistema de eliminación de aguas residuales, al momento el barrio la Joya I cuenta en ciertas calles con la presencia de una red de alcantarillado sanitario antiguo de modo que funciona únicamente solo para el desfogue de aguas servidas y no de aguas pluviales; por ende, ha ocasionado múltiples molestias en los moradores debido a la falta de capacidad de la tubería sobre todo en la época lluviosa en donde la situación empeora significativamente.

Es necesario recalcar que las descargas de las aguas servidas se realizan directamente hacia la quebrada Jalupana para finalmente ser depositadas en la quebrada Atacazo sin ningún tipo de tratamiento, en cuanto al drenaje de aguas lluvias se presentan dos casos: en el primer caso son evacuadas en conjunto con las aguas residuales de manera que provoca estancamientos y daños en la tubería por falta de capacidad; en el segundo caso ciertos tramos aprovechan las pendientes de las calles del sector la misma que permite verter hacia la quebrada Jalupana de modo que se produce el deterioro de caminos que en su mayor parte son empedradas y en mínimo porcentaje son de tierra natural.

1.4. Justificación

El impacto negativo que genera la falta de mejoramiento de la red de saneamiento en el medio ambiente y en los moradores del barrio La Joya I hace que se vuelva prioritaria la construcción de este proyecto, el mismo que tiene como finalidad la aplicación de la normativa vigente y de los conocimientos adquiridos en la universidad en el área sanitaria de tal forma que el nuevo diseño de alcantarillado cumpla con las expectativas actuales y futuras que exige la población, así como la correcta evacuación de las aguas sanitarias y pluviales.

Como parte del mejoramiento del sistema de alcantarillado es la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales tal que se pueda garantizar tres aspectos: conservación del medio natural, prevención y control de la contaminación ambiental y manejo

sostenible de los recursos naturales; dando de esta manera soluciones adecuadas y acordes a las características físicas de la zona de estudio.

El presente proyecto cuenta con la colaboración de la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía, EPAA-MEJIA, EP la misma que tiene el interés de desarrollar el nuevo sistema de alcantarillado con su respectiva planta de tratamiento para posteriormente mejorar la estructura vial del sector potenciando de esta manera su desarrollo social y económico.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Diseñar el sistema de alcantarillado y la planta de tratamiento de aguas residuales en el barrio La Joya I, parroquia Cutuglagua, cantón Mejía, mediante información socioeconómico y evaluación del actual sistema de saneamiento, con el fin de mejorar el nivel de servicio, garantizando la salud de los moradores y el cuidado del entorno natural.

1.5.2. Objetivos específicos

Recopilar información de carácter técnico y socioeconómico correspondiente al lugar del proyecto a través de entrevistas y visitas de campo.

Evaluar el sistema de alcantarillado existente mediante observaciones realizadas en el lugar del proyecto.

Formular las alternativas de alcantarillado, compararlas y seleccionar la mejor.

Diseñar la red de alcantarillado de la alternativa seleccionada, utilizando herramientas informáticas.

Comprobar hidráulicamente el diseño de la red de alcantarillado mediante la utilización de un modelador hidrodinámico (SEWERGEMS).

Analizar los resultados obtenidos y avalar que la red de alcantarillado trabaje de manera óptima.

Determinar mediante el estudio de impacto ambiental los efectos negativos que pudieran ocasionarse y buscar las soluciones adecuadas para reducir los efectos.

Definir un tratamiento adecuado de aguas residuales acorde a la situación económica, social y aspectos técnicos del lugar del proyecto.

Diseñar las diferentes estructuras que componen la planta de tratamiento de aguas residuales.

Determinar el presupuesto general del proyecto, a través de los precios unitarios actuales de la cámara de la construcción.

1.6. Metas del proyecto

La elaboración del presente proyecto de graduación plantea facilitar a la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía, EPAA-MEJIA, EP el estudio y diseño definitivo de la nueva red de alcantarillado que está enfocado en el barrio La Joya I de la parroquia de Cutuglagua, tomando en cuenta la normativa nacional vigente y los criterios técnicos de la EPPA-MEJÍA, EP garantizando de esta manera calidad y funcionalidad del servicio para el bienestar de la población.

Parte del estudio del sistema de alcantarillado es la implementación del tratamiento de aguas residuales en el lugar del proyecto, por lo que es necesario contar con el diseño de las diferentes estructuras que componen la planta de tratamiento de aguas servidas, conforme a las normas y acciones destinadas a prevenir y controlar el deterioro del medio ambiente en el sector de la Joya I.

Como parte complementaria, se entregará la memoria de cálculo, los planos de diseño tanto del sistema de alcantarillado como de la planta de tratamiento de aguas residuales, plan de manejo ambiental, manual de operación-mantenimiento y el presupuesto referencial del proyecto que se ajuste de la mejor manera a la necesidad actual y futura de la localidad para de esta forma determinar el costo tentativo de construcción.

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO

2.1. Aspectos generales

2.1.1. Ubicación del proyecto

El presente proyecto se encuentra ubicado en la provincia de Pichincha, al norte del cantón Mejía y al sur occidente de la parroquia Cutuglagua específicamente en el sector de la Joya I como se indica en la figura 1. Está a una distancia aproximadamente de 4 Km respecto al sur de la ciudad de Quito y a 23 Km del centro de la cabecera cantonal Machachi.

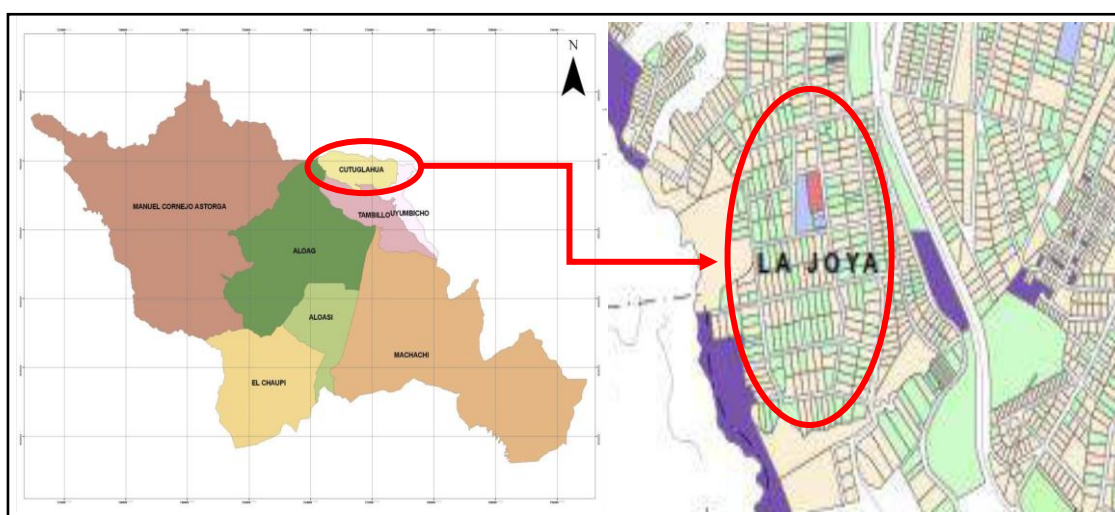


Figura 1. Ubicación del proyecto "BARRIO LA JOYA I".

Elaborado por: La autora, a través del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2015.

2.1.2. Coordenadas georreferenciadas

El área de cobertura del proyecto como se observa en la figura 2, se encuentra localizado geográficamente entre las siguientes coordenadas planas UTM del sistema WGS 84 donde se presenta algunos puntos representativos (ver tabla 1):

Tabla 1.
Coordenadas UTM representativas del área de implantación del proyecto.

Punto	Coordenadas		Observación
	Norte (Y)	Este (X)	
1	9957770,75	772295,00	Eje calle B
2	9957758,03	772234,55	Eje calle C
3	9957632,02	772107,03	Eje calle H
4	9957670,06	772227,50	Eje calle Q
5	9957695,13	772398,40	Eje calle S/N
6	9957586,57	772416,61	Eje calle N
7	9957478,65	772443,85	Eje calle S
8	9957334,79	772445,15	Eje calle R
9	9957224,53	772432,97	Eje calle T
10	9957216,88	772214,65	PTAR-predio municipal

Elaborado por: La autora, a través del Levantamiento Topográfico, 2019.



Figura 2. *Mapa de visualización del sector la Joya I.*

Elaborado por: La autora, a través de Google Earth Pro, 2020.

2.1.3. Límites

El estudio del sistema de alcantarillado y planta de tratamiento de aguas residuales para el barrio La Joya I se encuentra dentro de los siguientes límites:

NORTE: Predios particulares separados por la calle P.

SUR: Quebrada Jalupana.

ESTE: Barrio Las Vertientes separados por la calle A.

OESTE: Barrio Santo Domingo de Saguanchi separados por la Quebrada Jalupana.

2.1.4. Área de estudio

La ejecución de este proyecto beneficiara únicamente al sector La Joya I, puesto que las poblaciones aledañas limítrofes cuentan ya con redes de alcantarillado combinado nuevas y otras en construcción.

El área de influencia tendrá un alcance de 16 Ha y la red de alcantarillado tendrá una longitud proyectada de 3 Km aproximadamente.

La proyección de la red de alcantarillado del barrio La Joya I se plantea en las calles B, C, H, Q, N, R, S, T, E y pasajes S/N y H cuyas tuberías conduzcan el agua residual a una planta de tratamiento y posteriormente a su descarga hacia un cuerpo de agua receptor.

En este proyecto la planta de tratamiento se proyectará en la propiedad municipal que se encuentra ubicado en la parte baja del barrio en la dirección sur, la misma que cuenta con el espacio suficiente para su implementación.

A continuación, en la figura 3, se presenta el área de implantación del proyecto en donde se muestra calles, predios y el área de cobertura del servicio de alcantarillado.

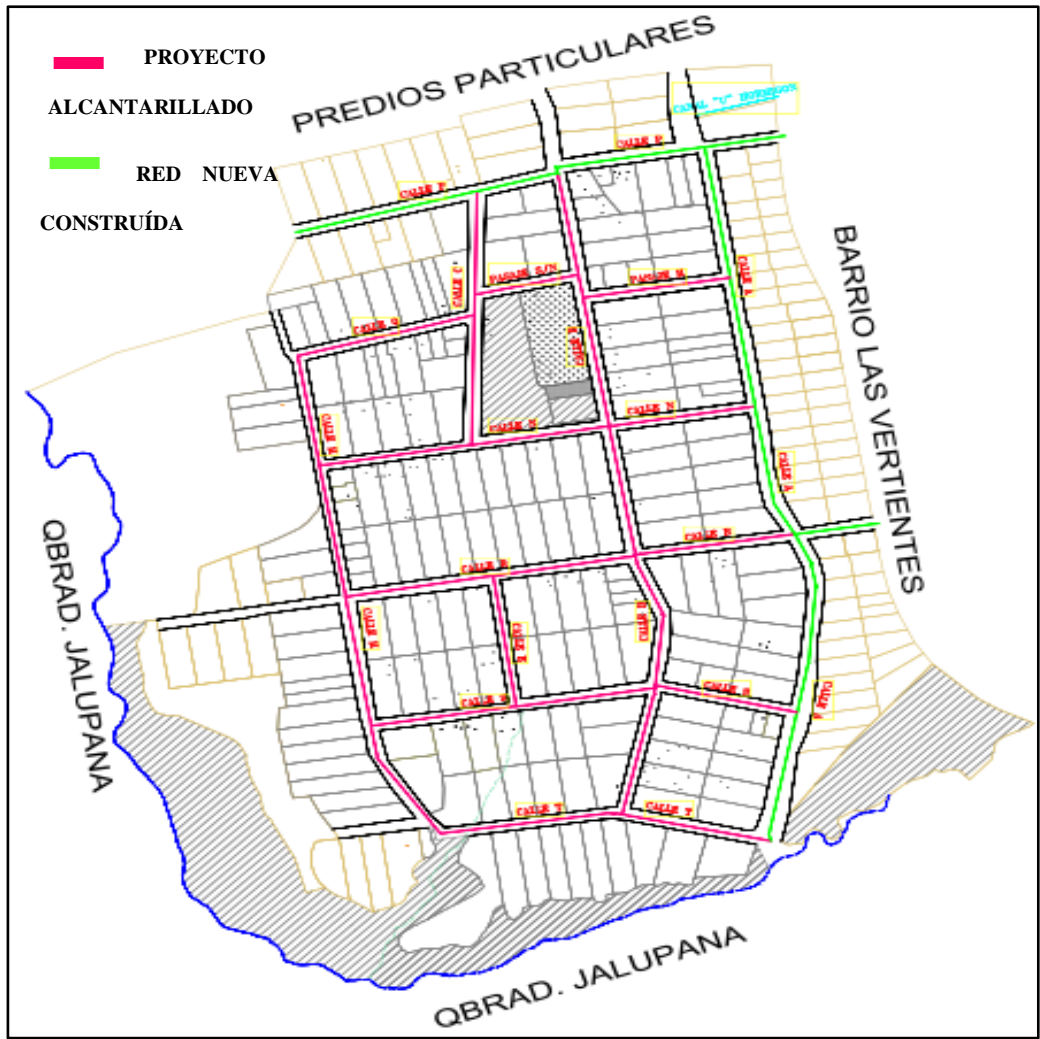


Figura 3. Área de intervención del proyecto.

Elaborado por: La autora.

2.2. Aspectos físicos

2.2.1. Tipo de suelo

La parroquia de Cutuglagua al ubicarse al pie del volcán Atacazo presenta un suelo de origen volcánico con sedimentos de la formación Macuchi y Cangagua, así como también depósitos de ceniza, piedra pómez, lava y materiales piroclásticos provenientes del mismo Atacazo.

La zona de estudio se caracteriza por encontrarse sobre un suelo de orden Andisol, debido a que toda el área de la parroquia está asentada sobre el mismo como se muestra en la figura 4, este tipo de tierras son de color negro, su textura es fina como limosa o franco limoso,

presenta un buen drenaje y buena retención de humedad, que en lo posterior se corroborará con el análisis de estudios de suelos pertinentes.

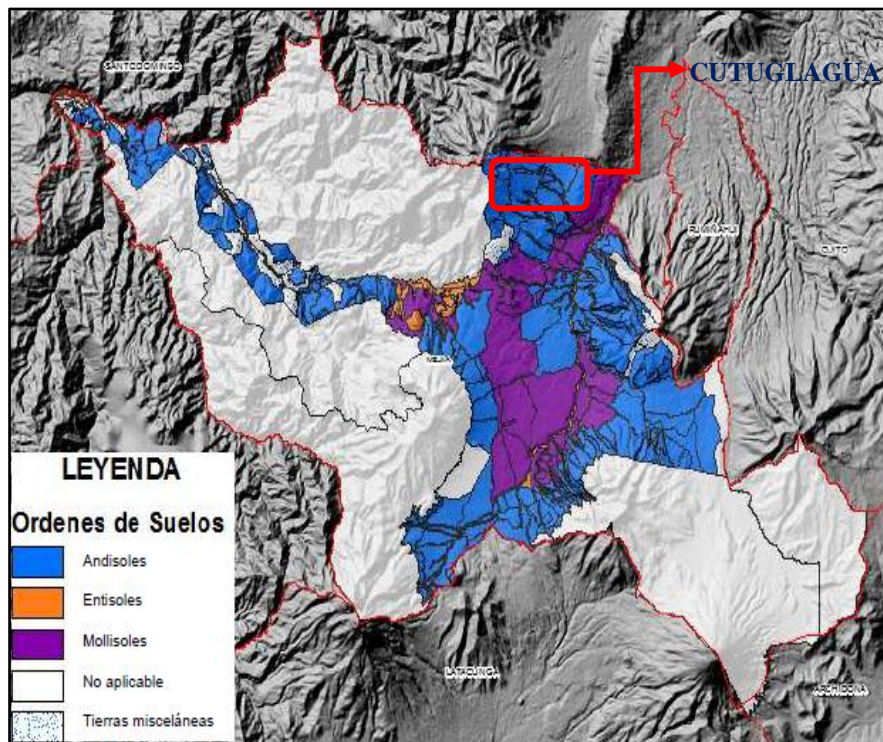


Figura 4. Órdenes de suelos del cantón Mejía.

Elaborado por: La autora, a través del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2015.

2.2.2. Uso de suelo

En la parroquia de Cutuglagua, de acuerdo a su Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial 2015-2019, predominan cuatro clases de capacidad de uso de las tierras (III, IV, VI, VIII); de manera que la clase III y clase IV corresponden a suelos con capacidad de usos agrícolas y arables. Por el contrario, la clase VI y VIII son tierras no agrícolas y no arables destinados a conservación.

El área de estudio se ubica en la clase de suelo IV, como se puede observar en la figura 5; el mismo que tiene como principal uso sector urbano (cobertura poblacional) y en menor porcentaje cultivos de ciclo corto (cobertura agrícola) y pasto cultivado (cobertura pecuaria).

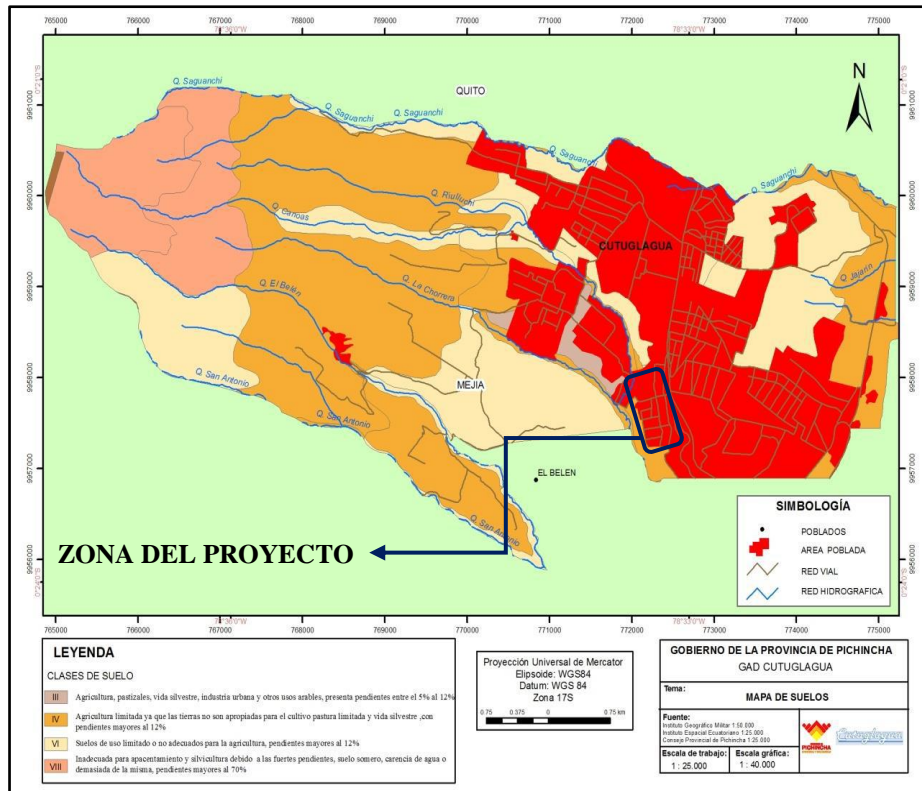


Figura 5. Clases de suelo de la parroquia Cutuglagua.

Elaborado por: La autora, a través del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua, 2015.

2.2.3. Distribución general de uso de suelo

La distribución del uso actual del suelo en este proyecto, se realizó mediante una visita de campo, de ahí que se pudo comprobar que el mayor porcentaje de lotes es utilizado como residencias mientras que los lotes baldíos son aprovechados para la agricultura (maíz, papa, hortalizas).

Respecto a las áreas de recreación éstas constituyen el área comunal, cancha de fútbol y cancha de baloncesto. Además, en el sector existe una pequeña capilla y una escuela que ofrece un nivel educativo inicial y educación general básica.

Es necesario resaltar que la ocupación del suelo tiene una tendencia a ser residencial por lo que en el futuro se prevé que donde hoy se realiza la actividad agrícola se tendrá viviendas.

A continuación, se presenta en detalle la ocupación del suelo de la zona de estudio.

Tabla 2.
Distribución del uso de suelo en el sector La Joya I.

Tipo de ocupación	Área		Porcentaje
	m2	Ha	%
Uso residencial-lotes	74165,32	7,42	46,55%
Lotes baldíos	46694,42	4,67	29,31%
Calles	29774,99	2,98	18,69%
Áreas de recreación	5160,72	0,52	3,24%
Capilla La Joya	384,71	0,04	0,24%
Escuela La Joya	3154,98	0,32	1,98%
Total	159335,14	15,93	100%

Elaborado por: La autora.

2.2.4. Topografía y relieve

El área de estudio del presente proyecto se encuentra entre las altitudes 3032 m.s.n.m y 2954 m.s.n.m según el levantamiento topográfico, presentando una topografía irregular. Su relieve se puede determinar cómo colinado muy alto cuya pendiente fluctúa entre el 12% y 25%, pero se observa pendientes de 27% en el camino que llega a la parte de la quebrada Jalupana donde se realizará la descarga.

Se debe agregar que, la topografía en planimetría de la zona de estudio fue entregada por el Departamento de Alcantarillado de la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía (EPPA-MEJÍA EP); para la obtención de datos altimétricos se realizó el levantamiento topográfico (figura 6) de manera independiente en corroboración del topógrafo de la empresa y supervisado por la presidenta del Comité Pro Mejoras Barrio La Joya I.



Figura 6. Levantamiento topográfico altimétrico.

Elaborado por: La autora.

En el **Anexo 16-A** se puede observar el plano topográfico del proyecto con su respectiva distribución de lotes y calles.

2.3. Aspectos naturales

2.3.1. Climatología

2.3.1.1. Información Climática

De acuerdo a lo que indica el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua, el proyecto está localizado en un clima templado húmedo; se ha decidido trabajar con la estación agrometeorológica IZOBAMBA (M-003) por situarse cerca al sitio de estudio, de manera que los datos serán obtenidos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

La siguiente tabla presenta la información de la estación utilizada.

Tabla 3.
Información de la estación agrometeorológica Izobamba.

Código	Estación	Tipo	Zona Hidro	Latitud	Longitud	Altitud (m)	Provincia	Instit. Propiet.
M003	Izobamba	AP	80	0° 22' 0"	78° 33' 0"	3058	Pichincha	INAMHI

Fuente: INAMHI, Anuario Meteorológico N° 53-2013, 2017.

2.3.1.2. Temperatura

De acuerdo a la información emitida en el boletín meteorológico del INAMHI de la estación Izobamba respecto a la temperatura correspondiente al mes de abril de 2020 se presenta los siguientes datos:

Tabla 4.
Datos de temperatura de la estación Izobamba.

Estación	Temperatura (°C)			
	Normal	Mes	Máx. Absoluta	Mín. Absoluta
Izobamba	12.4	13.2	21.8	5.0

Fuente: INAMHI, Boletín Climatológico Mensual, 2020.

2.3.1.3. Precipitación

El GAD del cantón Mejía en su Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial 2015-2025 da a conocer que la precipitación registrada anualmente en la estación Izobamba varía desde 1000 mm hasta 1600 mm, siendo los meses marzo, abril, mayo y octubre como los más lluviosos.

En el anuario meteorológico N°53-2013 correspondiente al año 2017 emitido por el INAMHI se observa los datos estadísticos de precipitaciones mensuales de la estación Izobamba, los mismos que se presentan a continuación:

Tabla 5.
Precipitación mensual de la estación Izobamba.

Precipitación (mm)				
Mes	Suma Mensual	Máx. 24 horas	Máx. día	# días-lluvia
Enero	43.7	14.9	12.0	11.0
Febrero	230.5	33.4	11.0	24.0
Marzo	128.1	20.6	22.0	20.0
Abril	101.9	15.3	19.0	19.0
Mayo	239.0	36.6	2.0	31.0
Junio	9.8	7.2	1.0	4.0
Julio	8.3	4.0	4.0	4.0
Agosto	43.5	11.3	24.0	10.0
Septiembre	38.9	10.8	3.0	12.0
Octubre	191.5	40.0	23.0	23.0
Noviembre	45.9	10.4	14.0	11.0
Diciembre	79.6	21.6	9.0	10.0
Valor Anual	1160.7	40.0		

Fuente: INAMHI, Anuario Meteorológico N° 53-2013, 2017, pág. 23.

2.3.2. Hidrografía

En la figura 7 se puede ver que la parroquia Cutuglagua está formada por la microcuenca del río San Pedro, perteneciente a la subcuenca del río Guayllabamba que es alimentado por vertientes de los volcanes Rucu Pichincha, Atacazo, Corazón, Illinizas,

Rumiñahui, Sincholagua, Pasochoa, Ilaló, Cotopaxi, con patrones de drenaje rectangular. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua, 2015, pág. 36)

El sector de estudio está rodeado por la quebrada Jalupana en la parte oeste y sur del barrio La Joya I en la cual se descargará las aguas residuales una vez que pasen el respectivo proceso de tratamiento. Además, la quebrada Jalupana y Llullugchas forman parte del río San Pedro.

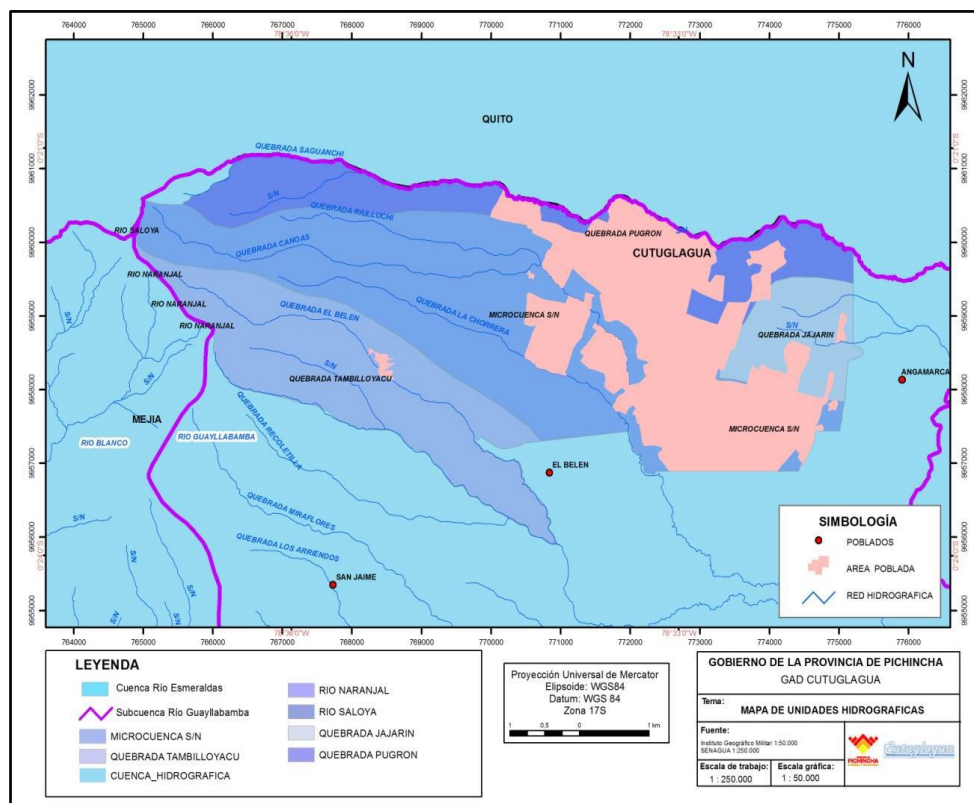


Figura 7. Mapa de unidades hidrográficas de la parroquia Cutuglagua.

Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua, 2015.

2.4. Aspectos ambientales

2.4.1. Riesgos naturales

Las visitas de campo realizadas en la zona de estudio nos permiten establecer la existencia de riesgos ambientales naturales debido a la existencia del volcán Atacazo, ya que el barrio se encuentra en su sitio de influencia, además se observa en la figura 8 (derecha) que

existe la presencia de relleno en el sector donde se implantará la planta de tratamiento por lo que en el futuro se puede tener problemas de asentamientos de tierra.

Por otro lado, la quebrada Jalupana como se puede visualizar en la figura 8 (izquierda) en la actualidad ha perdido su función de drenaje natural debido a la descarga de flujos sanitarios y presencia de basura por lo que repercute en la proliferación de vectores biológicos que pueden causar enfermedades en la población dando como resultado inconformidad en los moradores del barrio La Joya I por el aspecto sanitario.



Figura 8. Quebrada Jalupana (izquierda). Lugar de implantación de la planta de tratamiento (derecha).

Elaborado por: La autora.

2.5. Análisis de estudio de suelos

Para el presente proyecto y con la finalidad de conocer las características físicas y mecánicas del suelo se realizó cuatro perforaciones en diferentes puntos del sitio de estudio como se indica en la figura 9, por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) hasta una profundidad de 6.50 m, según las especificaciones citadas en la norma ASTM D1586-67.

En la tabla 6 se puede apreciar la ubicación georreferenciada de los cuatro sondeos efectuados en la zona del proyecto.

Con las muestras recuperadas en campo, se procedió a determinar los siguientes parámetros:

- Clasificación SUCS

- Capacidad portante del suelo
- Cohesión y ángulo de fricción

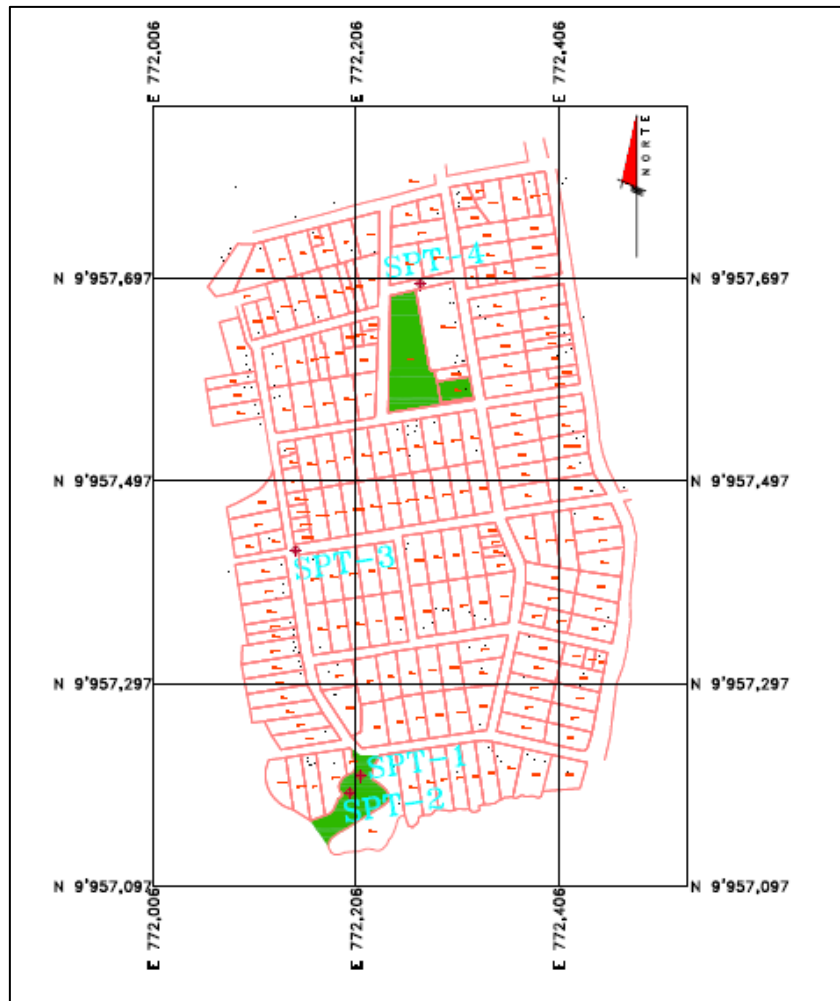


Figura 9. Ubicación de los sondeos para el ensayo SPT.
Elaborado por: La autora, a través de CONSTRUSUELOS, 2020.

Tabla 6.
Ubicación geográfica de los puntos de ensayos SPT.

Sondeo	Prof. (m)	Norte	Este	Cota (m.s.n.m)	Ensayo	Ubicación
1	6,5	9957206,51	772210,02	2959	SPT 1	PTAR
2	6,5	9957189,61	772199,42	2953	SPT 2	PTAR
3	6,5	9957428,88	772146,22	2986	SPT 3	Calle H
4	6,5	9957691,80	772269,19	3010	SPT 4	Calle S/N

Elaborado por: La autora, a través de CONSTRUSUELOS, 2020.

2.5.1. Clasificación SUCS

Las características físicas del suelo tal como: el contenido de humedad, la granulometría y los límites de Atterberg permiten determinar la estratigrafía de la zona de estudio como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7.
Clasificación SUCS del suelo del sector La Joya I.

PROF.	SPT-1	SPT-2	SPT-3	SPT-4
1,00 - 1,50	Relleno	Relleno	Relleno	Relleno
2,00 - 2,50	Relleno	Relleno	Relleno	Limo arenoso MH
3,00 - 3,50	Relleno	Limo arenoso MH	Relleno	Limo arenoso MH
4,00 - 4,50	Relleno	Limo arenoso MH	Limo arenoso MH	Limo arenoso MH
5,00 - 5,50	Limo arenoso MH	Limo arenoso MH	Arena limosa SM	Limo arenoso MH
6,00 - 6,50	Arena limosa SM	Limo arenoso MH	Limo arenoso MH	Arena limosa SM

Elaborado por: La autora, a través de CONSTRUSUELOS, 2020.

El material relacionado a la estratigrafía del terreno corresponde principalmente a limos arenosos de naturaleza orgánica y plasticidad alta (MH); y arena limosa de naturaleza orgánica y plasticidad nula (SM), según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Además, el subsuelo presenta nivel freático a 1.20 m en la perforación 2 (SPT-2).

2.5.2. Capacidad de carga admisible

Para las estructuras a proyectar se propone una alternativa de cimentación de acuerdo a las características del suelo buscando de esta manera evitar posibles asentamientos diferenciales.

La capacidad admisible del suelo ha sido obtenida en función del número N corregido del ensayo SPT, a partir de la teoría de Meyerhof y los estudios de Skempton, los resultados conseguidos se remiten a los valores de esfuerzos admisibles críticos de cada sondeo.

Tabla 8.
Capacidad de carga admisible del suelo.

PROF.	SPT-1	SPT-2	SPT-3	SPT-4
m	qa (KPa)	qa (KPa)	qa (KPa)	qa (KPa)
1,00 - 1,50	R	R	R	R
2,00 - 2,50	R	R	R	9
3,00 - 3,50	R	4	R	5

4,00 - 4,50	R	4	4	14
5,00 - 5,50	2	6	10	9
6,00 - 6,50	2	1	2	3

Elaborado por: La autora, a través de CONSTRUSUELOS, 2020.

La letra R en la tabla 8 representa relleno, por lo tanto, no se tiene ningún valor de capacidad de carga admisible del suelo en esas profundidades.

Para el diseño y cálculo de la cimentación de la estructura planta de tratamiento se recomienda realizar en el sitio de la perforación 2 (**SPT-2**), debido a que su capacidad de carga es de 8 (KPa) a una profundidad de cimentación de 3.0 m, medido desde el nivel natural del suelo y un cambio de suelo de 40 cm con material que presente mejores propiedades mecánicas.

2.5.3. Ángulo de fricción y cohesión

Para la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se realiza el ensayo triaxial de una muestra inalterada, dando como resultado las siguientes propiedades mecánicas:

Coeficiente de Balasto (k_s) = 18.40 MPa/m

Ángulo de fricción (ϕ) = 12.4°

Cohesión (c) = 0.15 kg/cm²

Peso específico del suelo (γ) = 16.7 KN/m³

En el **Anexo 1** se muestra el estudio de mecánica de suelos de la zona de estudio.

2.6. Estudio geotécnico

2.6.1. Geología

La geología de la zona en la que está ubicada la parroquia Cutuglagua presenta rocas volcano-sedimentarias marinas cuya composición está fundamentada en rocas gris verdosas con patina de color violeta formadas principalmente de flujos de lava andesítica; de igual manera se puede encontrar depósitos piroclástico cuaternario formado de ceniza volcánica andesítica de color café y lapilli en la parte consolidada. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Mejía, 2015-2025, pág. 24)

2.6.2. Riesgo volcánico

A lo largo de la historia varios volcanes han afectado no solo a la parroquia Cutuglagua sino también a todo el cantón Mejía, es el caso de:

- Guagua Pichincha: en los años 1560, 1575, 1582, 1660, 1843, 1847 y 1999; con erupciones y caída de ceniza.
- Cotopaxi: erupciones que ha llevado ceniza.
- Ninahuilca y Pululahua: afectación en la población por la caída de ceniza.

2.6.3. Riesgo sísmico

Los sismos que pueden afectar a la parroquia Cutuglagua proviene de tres fuentes: Zona de subducción entre la placa de Nazca y la Sudamericana, al oeste de la costa ecuatoriana, zonas andina y Subandina, en la placa Sudamericana y fallas situadas en el Distrito Metropolitano. (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua, 2015-2019, pág. 45)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) en su mapa para diseño sísmico (figura 10), cataloga a la parroquia Cutuglagua como alta zona de peligrosidad sísmica (V), cuyo factor Z tiene un valor de 0.40 g que proviene de un estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años).

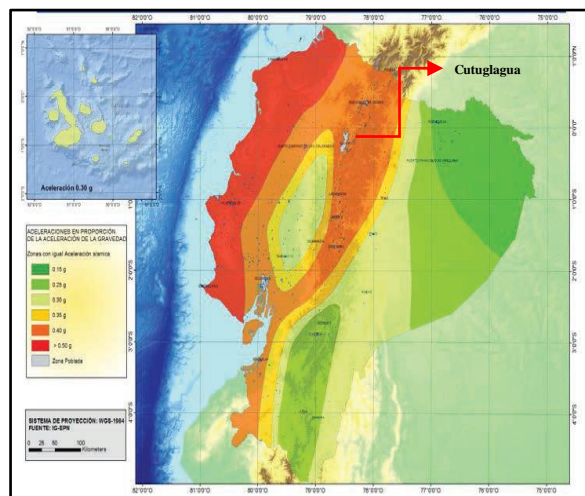


Figura 10. Mapa para diseño sísmico (NEC-15).

Elaborado por: La autora, a través de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, 2015.

2.7. Descripción de la situación actual

2.7.1. Población

Al realizar un filtro de datos en los registros del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), para obtener información para el cantón Mejía y en especial para la parroquia Cutuglagua; se presenta en la tabla 9 los resultados de la población de acuerdo a los últimos censos realizados en el país, mientras que en la tabla 10 se muestra los valores del índice de crecimiento anual. Además, en la figura 11 se explica mediante el diagrama de barras el incremento demográfico.

Tabla 9.
Censos de población cantón Mejía- parroquia Cutuglagua.

LOCALIDAD	1990	2001	2010
Cantón Mejía	46687	62888	81335
Parroquia Cutuglagua	3593	9987	16746

Elaborado por: La autora, a través de INEC, 2010.

Tabla 10.
Tasa de crecimiento anual cantón Mejía - parroquia Cutuglagua.

Año	Cantón Mejía Hab.	%	Cutuglagua Hab.	%
Censo V 1990	46687	-	3593	-
Censo VI 2001	62888	2,71%	9987	9,29%
Censo VII 2010	81335	2,86%	16746	5,74%
Promedio		2.78%		7.52%

Elaborado por: La autora, a través de INEC, 2010.

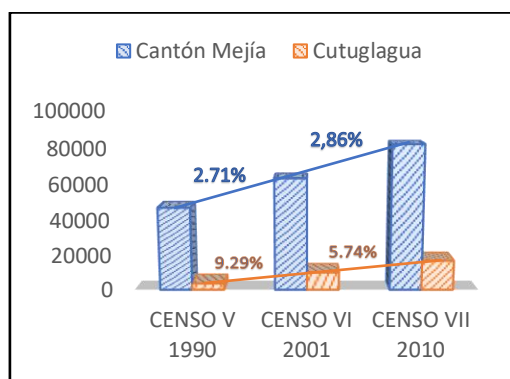


Figura 11. Crecimiento poblacional cantón Mejía-parroquia Cutuglagua.

Elaborado por: La autora, a través de INEC, 2010.

Respecto a la proyección de la población tanto del cantón Mejía como de la parroquia Cutuglagua, el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía da a conocer los siguientes datos estadísticos, presentados en la tabla 11 a continuación:

Tabla 11.
Proyección poblacional cantón Mejía-parroquia Cutuglagua.

Localidad	2001	2010	2015	2020	2025
	hab	hab	hab	hab	hab
Cantón Mejía	62888	81335	94685	111003	131073
Parroquia Cutuglagua	9987	16746	22304	29707	39568

Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2015.

En la figura 12 se presenta gráficamente mediante líneas la proyección poblacional tanto del cantón Mejía como de la parroquia Cutuglagua.

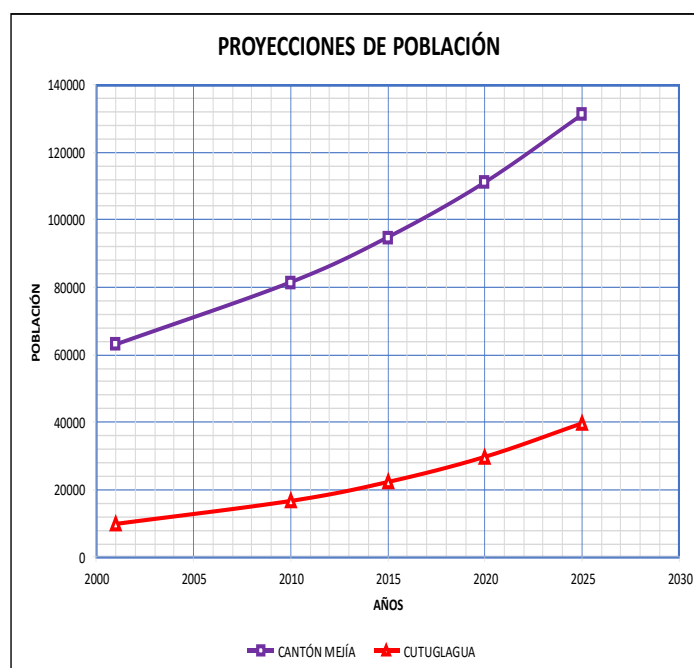


Figura 12. Proyección poblacional cantón Mejía-parroquia Cutuglagua.

Elaborado por: La autora.

El análisis para el cálculo de la población actual se detalla en el capítulo 3 Bases de diseño, en la sección 3.3.2 Población de diseño.

2.7.1. Educación

La zona de estudio cuenta con una institución fiscal de educación regular con el nombre 4 DE NOVIEMBRE como se puede ver en la figura 13, su modalidad es presencial y ofrece un nivel educativo inicial y educación general básica en dos jornadas: matutina y vespertina. En la actualidad tiene 29 docentes y 659 estudiantes aproximadamente. observar



Elaborado por: La autora.

2.7.2. Salud

La parroquia Cutuglagua cuenta con un subcentro de salud pública (figura 14), ubicada en la parte oriental, en el barrio Aida Palacios, con áreas médicas especializadas en: medicina general, odontología y pediatría; el mismo que es insuficiente para atender las necesidades de toda la población de la parroquia. Además, de encontrarse muy lejos para los barrios occidentales, siendo uno de ellos el barrio La Joya I.

Debido a la situación mencionada anteriormente, las personas deben migrar hacia el hospital más cercano, que en este caso es el Hospital Básico de referencia del cantón Mejía ubicado en el centro de Machachi o hacia consultorios privados.



Figura 13. Instalaciones del subcentro de salud de Cutuglagua.

Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua, 2015.

2.7.3. Aspecto socio-económico

En el Plan Maestro del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Parroquia Cutuglagua describe que la población es de un estrato económico medio-bajo, por lo que sus habitantes se dedican a la agricultura de subsistencia y a la ganadería en pequeña escala.

La población económicamente activa de Cutuglagua se encuentra ocupada principalmente en actividades de comercio y actividad industrial en torno a la vía principal. Aunque, existe un cierto porcentaje que sale a trabajar hacia la ciudad de Quito ya sea como obreros, jornaleros o empleados.

2.7.4. Infraestructura y servicios

2.7.4.1. Vivienda

El número de viviendas en la parroquia Cutuglagua es de 5186, de los cuales el 70.81% corresponde a casa o villa, el 6.73% son departamentos y el 22.46% son otro tipo de vivienda. Hay que mencionar que, la parroquia tiene un grave problema de asentamientos irregulares (invasiones) debido a una mala planificación, como si fuera poco existen construcciones de alto riesgo en las márgenes de las quebradas (Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua, 2015-2019, pág. 125).

En la zona de estudio, la infraestructura existente corresponde a viviendas de hormigón armado y mampostería de ladrillo o bloque de una a dos plantas en un mayor porcentaje como

se visualiza en la figura 15, también se observa viviendas en ampliación de construcción mixta es decir de hormigón armado y acero.



Figura 14. Viviendas de una y dos plantas sector La Joya I.

Elaborado por: La autora.

2.7.4.2. Agua potable

En la parroquia Cutuglagua, las deficiencias tales como insalubridad, calidad del agua y cobertura del servicio, son los principales problemas que causan enfermedades en la población.

La mayor parte de los barrios disponen de agua potable entubada y muy pocos la cloran, la misma que es extraída de vertientes concesionadas hacia los diferentes sectores de la parroquia y es conducida ya sea por gravedad o bombeo.

En la figura 16 se puede observar la fuente de captación que alimenta al barrio La Joya I (calicanto), la misma que se encuentra en la parte sur occidental de los terrenos del INIAP y que, de acuerdo al estudio de calidad del agua, todos los parámetros están dentro de los rangos permisibles, excepto el pH cuyo valor es inferior al permisible en 0.27 lo que significa que el agua es ligeramente ácida. Los fosfatos son superiores en 0.03 y únicamente aparece cuando el INIAP realiza pastoreo. En cuanto al análisis microbiológico, posee un ligero contenido de coliformes (*Escherichia Coli*), que puede ser tratada con una desinfección a base de cloruro de calcio o sodio pues todos sus valores son menores a 50 NMP/100. (Plan Maestro del Sistema

de Agua Potable y Alcantarillado de la Parroquia Cutuglagua, 2008, sección Infraestructura Sanitaria)



Figura 15. Sitio de captación de varias vertientes (La Joya I).

Fuente: Plan Maestro del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Parroquia Cutuglagua, 2008.

2.7.4.3. Alcantarillado

En lo referente a este servicio, la mayoría de los barrios no cuentan con un sistema de alcantarillado sanitario y peor aún de aguas lluvias, por lo que sus necesidades biológicas lo hacen en letrinas con pozos sépticos. Los barrios que sí disponen de este servicio no tienen tratamiento, por lo que las descargas son directas a las diferentes quebradas. (Plan Maestro del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Parroquia Cutuglagua, 2008, sección Infraestructura Sanitaria)

2.7.4.4. Energía eléctrica

Todos los barrios de la parroquia Cutuglagua cuentan con el servicio de energía eléctrica del sistema nacional interconectado, cuya cobertura es 24 horas del día. La misma que se encuentra a cargo la Empresa Eléctrica Quito.

2.7.4.5. Recolección de basura

En todos los barrios se dispone de recolección de basura dos veces a la semana, los pobladores depositan en plataformas o previamente colocan las fundas de residuos fuera de sus casas hasta que pase el carro recolector.

2.7.4.6. Vías de acceso y transporte

En la mayor parte de los barrios se puede evidenciar el mal estado de las vías, a lo que se suma las inclemencias del clima y la topografía irregular de la Parroquia Cutuglagua, lo que provoca que el agua se acumule en las partes bajas y planicies, y que no desaguan por la falta de alcantarillado pluvial y cunetas. (Plan Maestro del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Parroquia Cutuglagua, 2008, sección Servicios Públicos)

La principal vía de acceso para el sector La Joya I es por la Panamericana Sur, que comunica con la ciudad de Quito en dirección norte y con la cabecera cantonal Machachi en dirección sur, mediante vehículos inter parroquiales, inter cantonales e interprovinciales.

En la figura 17 se puede observar el estado actual de las calles del barrio La Joya I, en donde ciertos tramos poseen como capa de rodadura al empedrado y el resto aún mantiene los caminos de tierra.



Figura 16. Calle B (izquierda) - Calle H (derecha) sector La Joya I.

Elaborado por: La autora.

2.7.4.7. Otros servicios

La figura 18 muestra que el barrio La Joya I cuenta con una pequeña capilla que ocupa un área de 384.71 m² y que está a servicio de los moradores del barrio. Además, en el área comunal se ha implementado una guardería con la finalidad de dar servicio a las familias del sector en el que los padres trabajan.



Figura 17. Capilla La Joya I.
Elaborado por: La autora.

2.8. Diagnóstico del sistema de alcantarillado existente

Las inspecciones realizadas en campo, la verificación de los planos del sector y al conversar con la señora presidenta del Comité Pro Mejoras Barrio La Joya I y con el técnico del Departamento de Alcantarillado de la EPAA-MEJÍA EP, se determina que el área del presente proyecto posee un sistema de alcantarillado que cubre un aproximado del 45% de la población y data de hace más de 30 años generando una serie de problemas. Hay que mencionar que no existe ningún diseño sobre la red de saneamiento.

La evaluación física del sistema de alcantarillado en algunos tramos del sitio de estudio, ha permitido conocer el estado general de las mismas, cuyos resultados se detallan a continuación:

- Algunos tramos poseen tuberías de hormigón de 200 mm de diámetro ubicadas en calles empedradas del sector. Y lo más importante, es una red de alcantarillado sanitario antiguo, por tal motivo han dejado de realizar el mantenimiento respectivo en los pozos de revisión. Ver figura 19.
- Otros tramos no disponen de un sistema de alcantarillado, por lo que en determinadas viviendas existen pozos ciegos y en otros se evidencia las descargas hacia la quebrada Jalupana, la misma que va perdiendo sus condiciones naturales.

- Las tuberías de hormigón tienen una capacidad hidráulica ineficiente, en otras palabras, no satisface la demanda actual de la población, en consecuencia, se ha presentado colapso en las tuberías por lo que se observa deterioro en algunos tramos de la red tal como se muestra en la figura 20.
- El robo de las tapas de los pozos de revisión como se evidencia en la figura 21, hace que el estado de los mismos se encuentre en malas condiciones, debido a la presencia de basura en el interior; además de encontrarse algunas acometidas domiciliarias clandestinas, lo cual no debe ocurrir en el interior de un pozo.
- Las aguas origen de las precipitaciones se escurren por las calles sin ningún control, lo que presenta un malestar en la población por el deterioro de los caminos del sector.
- Es importante destacar que los residuos de las aguas servidas del sector no poseen ningún tipo de tratamiento descontaminante por lo que se vierte directamente hacia un cuerpo receptor que en este estudio únicamente es la quebrada Jalupana (ver figura 22).



Figura 18. Mal mantenimiento del pozo de revisión.

Elaborado por: La autora.



Figura 19. Colapso de la tubería de alcantarillado sanitario-hundimiento de tierra.

Elaborado por: La autora.



Figura 20. Falta de tapas de hierro fundido en los pozos de revisión.

Elaborado por: La autora.



Figura 21. Descargas de aguas servidas en dirección a la quebrada Jalupana.

Elaborado por: La autora.

CAPÍTULO III

BASES DE DISEÑO

3.1. Definición del sistema de alcantarillado

El sistema de alcantarillado se define “como el conjunto de conductos y estructuras destinados a recibir, evacuar, conducir y disponer las aguas servidas; fruto de las actividades humanas, o las que provienen como fruto de la precipitación pluvial” (Pérez, 2013, pág. 3).

Los sistemas de alcantarillado se clasifican de acuerdo a las aguas que transportan, así:

3.1.1. Alcantarillado sanitario

El sistema separado de aguas negras o alcantarillado sanitario es aquel que se diseña únicamente para recibir las aportaciones de aguas de desecho, tanto domésticas como industriales, con el fin de alejarlas de la localidad hasta un sitio adecuado y previamente seleccionado, donde serán tratadas para posteriormente verterlas a una corriente natural, o volver a usarlas en riego o en la industria. (Sánchez, 1995, pág. 25)

3.1.2. Alcantarillado pluvial

Según Sánchez (1995) el sistema separado de aguas pluviales o alcantarillado pluvial es aquel que se proyecta exclusivamente para captar las aguas lluvias, que puede lograrse de dos maneras:

- Proyectando conductos por todas las calles de la localidad que se pretende atender con este servicio y auxiliándose de sus respectivas estructuras de captación (coladeras pluviales), para recibir las aguas de lluvia y conducir las hasta un sitio en que no produzcan molestias ni daños en la localidad.
- Utilizando solo interceptores para conducir las aguas de lluvia previamente capturadas por medio de estructuras de captación (coladeras pluviales), evitando así que se acumulen y tomen fuerza de arrastre, lo que causa molestias y daños a la comunidad. (pág. 25)

3.1.3. Alcantarillado combinado

Es el sistema de alcantarillado diseñado para captar y transportar en una misma tubería las aguas negras y lluvias.

3.2. Selección de la alternativa del sistema de alcantarillado

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CONVENIENCIA DE REEMPLAZAR UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO EN OPERACIÓN POR UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SEPARADO.

El tema de reemplazar los alcantarillados combinados en operación por sistemas separados, en la actualidad tiene connotación global. En efecto, en los últimos años, como consecuencias de los cambios climáticos, varias zonas de nuestro país están siendo afectadas por altas precipitaciones, siendo una de ellas la parroquia Cutuglagua en la provincia de Pichincha.

Debido a la variación de la magnitud de las precipitaciones los entes municipales han debido enfrentar nuevos problemas para evacuar el agua de origen pluviométrico.

La eliminación de los desbordamientos de los alcantarillados como consecuencia de las excesivas precipitaciones rápidamente se ha convertido en un problema sanitario y medioambiental actual que requiere innovaciones para manejar los aportes de origen pluviométrico.

Al respecto, en los reportes de la Organización Meteorológica Mundial se ha evidenciado el incremento de la magnitud de las precipitaciones en más del 10%, pronosticando escenarios futuros menos favorables.

En un sistema combinado de alcantarillado en operación, el aporte pluvial se une en un conducto con el aporte de aguas servidas. En los periodos secos tanto las aguas de origen pluvial como las aguas servidas ingresan conjuntamente en los sistemas de tratamiento. Sin

embargo, la mayor frecuencia de las lluvias torrenciales de alta intensidad, finalmente superan la capacidad de los conductos de alcantarillado sanitario.

Los volúmenes excedentes de aguas contaminadas en estos casos, con frecuencia originan inundaciones que aumentan los riesgos para la población, desmejoran la infraestructura y dan lugar a condiciones peligrosas de insalubridad.

ALCANCE GENERAL DE LOS CAMBIOS NECESARIOS PARA REEMPLAZAR UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO EN OPERACIÓN POR UN SISTEMA SEPARADO

Para mejorar y racionalizar el uso del agua, así como para cuidar la calidad de los recursos hídricos, proteger tanto los sistemas de alcantarillado de daños y colapsos como también para proteger las condiciones sanitarias-ambientales, la tendencia de los últimos años es reconstruir y reemplazar los conductos de las redes de alcantarillado y drenaje combinado existentes, separando los caudales pluviométricos y sanitarios. Este proceso, requiere de tres niveles o etapas que dificultan su aplicación, en los países de economía limitada, aun cuando, no aplicarlo, finalmente, resulta ser más oneroso para dicha economía.

En la primera etapa se realiza la separación de los conductos de las redes municipales urbanas, lo que permite disponer de dos sistemas de operación simultánea, preservado la calidad del agua de los cauces naturales.

En la segunda etapa tiene lugar la separación de los conductos que directamente sirven a las propiedades particulares. Es una versión reducida del proceso correspondiente a la etapa anterior, respecto a la separación de los conductos que, en este caso, sirven a las propiedades particulares.

La tercera etapa del proceso requiere de una amplia participación, de parte de los usuarios del sistema; por consiguiente, esta etapa incluye, un importante componente de motivación ciudadana y comunitaria. Esta etapa corresponde al cambio de los conductos que

pertenecen a las propiedades particulares. La reconstrucción integral del sistema de alcantarillado tiene lugar cuando el propietario particular hace la inversión para separar el conducto de alcantarillado en su propiedad.

Se podría afirmar que existe un cuarto nivel o etapa que corresponde a la planta de tratamiento. En efecto, se presentan varias incógnitas e incertidumbres que surgen para tomar la decisión sobre la conveniencia de reconstruir un sistema existente de alcantarillado combinado reemplazándolo por un sistema separado; por ejemplo: si las aguas pluviales son separadas de las aguas servidas, ¿será suficiente el caudal restante para transportar en el conducto las aguas servidas?

ALGUNAS VENTAJAS AL REEMPLAZAR UN SISTEMA COMBINADO POR UN SISTEMA SEPARADO.

- Elimina el desbordamiento del alcantarillado y, por tanto, previene la contaminación ambiental.
- Reduce el riesgo de inundaciones debido al incremento de la capacidad de flujo.
- Permite aprovechar las aguas lluvias en calidad de recurso.
- Optimiza la operación del sistema de tratamiento.
- A largo plazo la eficiencia, economía, confiabilidad y durabilidad del sistema separado se justifica plenamente.

ALGUNAS DESVENTAJAS POR REEMPLAZAR AL SISTEMA COMBINADO POR UN SISTEMA SEPARADO

- Inversión inicial alta: la separación requiere de inversión inicial alta en cada etapa; esta desventaja hace prácticamente inviable el proyecto para el barrio La Joya.
- Alto impacto en los servicios e infraestructura urbana, principalmente por el considerable movimiento de tierra, constituiría un importante obstáculo en las condiciones topográficas del barrio La Joya.

- La separación incompleta o inadecuada del sistema combinado puede originar problemas de diferente magnitud en la operatividad del nuevo sistema. Esta desventaja resulta evidente en el barrio La Joya I, particularmente debido a las soluciones de alcantarillado adoptadas en las poblaciones limítrofes.

Adicionalmente, en el caso del proyecto para el barrio La Joya, para elegir un sistema de alcantarillado es preciso analizar la topografía, condición económica y las necesidades de saneamiento de la población; de esta manera se justificará técnicamente y económicamente la elección del tipo de alcantarillado.

Las condiciones topográficas del área que cubre el proyecto, la ubicación de las viviendas en niveles bajos respecto de las vías en ciertos tramos, las pendientes de las calles y los lotes, se expuso como una solución inicial proyectar un nuevo alcantarillado sanitario para el desalojo de las aguas residuales que las conduzca hasta el sitio de la planta de tratamiento para su posterior vertido hacia la quebrada Jalupana, dejando para una etapa posterior la construcción del alcantarillado pluvial por falta de recursos para cubrir la totalidad del sistema

El planteamiento anterior no fue tan aceptable por lo que al tener un sistema de alcantarillado sanitario la escorrentía superficial producto de las precipitaciones circularían por las calzadas de las calles, por lo tanto, se necesitaría estructuras de captación para el caudal de agua lluvia como cunetas. Ahora bien, la zona del proyecto presenta una alta pluviosidad en la época lluviosa afectando las partes bajas de la zona de estudio e inundando el sector del área verde ubicado al lado de la Escuela 4 de Noviembre.

Sobre la base del análisis anterior se adopta, para el presente proyecto, la alternativa de un “*Sistema de Alcantarillado Combinado*”.

3.3. Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño son la base para el desarrollo del diseño de un sistema de alcantarillado combinado.

3.3.1. Período de diseño

Se entiende como período de diseño al lapso de tiempo durante el cual una obra o estructura trabaja con eficiencia de acuerdo a la función que haya sido proyectada, y en el caso de un sistema de alcantarillado se planifica para que sea capaz de proveer un buen servicio a la población en condiciones adecuadas de confiabilidad y economía durante un tiempo considerable.

De acuerdo con las especificaciones de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, para el presente proyecto se ha adoptado un periodo de diseño de **30 años** para el sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y de origen pluvial; tiempo en el cual se espera que el funcionamiento sea óptimo. Por consiguiente, el horizonte de diseño corresponde al año 2050.

3.3.2. Población de diseño

“La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el sistema de alcantarillado es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad” (López, 2000, pág. 37).

3.3.2.1. Población actual

La población del área de estudio no se encuentra definida en los registros del INEC, sin embargo, de acuerdo con la información proporcionada en el Plan Maestro del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Parroquia Cutuglagua y el plano de las lotizaciones del barrio La Joya I, se tiene la siguiente información:

- En la actualidad viven cerca de 130 familias en el barrio (observación realizada por conteo de viviendas).
- La familia promedio está comprendida entre 4 a 5 personas.

En resumen, la zona del proyecto acorde con el análisis realizado, se obtuvo una población actual de aproximadamente **650 habitantes**, distribuidas en 100 lotes de 1000 m² cada uno.

3.3.2.2. Tasa de crecimiento anual

Para el índice de crecimiento se utilizará el promedio de la tasa anual de crecimiento de los dos últimos censos efectuados en el periodo 1990-2001 y 2001-2010 del cantón Mejía como se indica en la **Tabla N°10**. (Capítulo 2); por lo que se considera que el crecimiento poblacional de la parroquia Cutuglagua es alto en la actualidad y que su ritmo de crecimiento se irá reduciendo hasta llegar al promedio cantonal actual. Por esta razón, y al ser uno de los barrios que pertenece a Cutuglagua, La Joya I, se ha tomado el índice de crecimiento anual de **2.78%** para los cálculos de la proyección poblacional.

3.3.2.3. Población futura

La población futura es el dato más importante, pues de su estimación dependerá la capacidad del sistema de alcantarillado.

En el presente proyecto, la estimación de la población futura se realizará mediante tres métodos: aritmético, geométrico y densidades, dentro de los cuales se emplea el periodo de diseño (**30 años**), población actual (**650 habitantes**) y la tasa de crecimiento anual (**2.78%**); con la finalidad de realizar una comparación de los resultados para determinar la población más próxima para el nuevo diseño de alcantarillado.

A continuación, se detallan cada uno de los métodos de estimación de la población futura.

3.3.2.3.1. Método aritmético

El método aritmético es completamente teórico, lo cual significa que, si el crecimiento de la población es constante e independiente del tamaño, su ecuación determina una gráfica lineal.

$$P = P_0(1 + r * n) \quad (Ec. 1)$$

Donde:

r: Tasa de crecimiento.

P: Población al final del periodo de diseño.

P₀: Población inicial.

n: Periodo de diseño.

Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla con su respectivo gráfico:

Tabla 12.
Proyección poblacional por el método aritmético.

Periodo	Año	Aritmético	Periodo	Año	Aritmético
0	2020	650	16	2036	939
1	2021	668	17	2037	957
2	2022	686	18	2038	975
3	2023	704	19	2039	993
4	2024	722	20	2040	1011
5	2025	740	21	2041	1029
6	2026	758	22	2042	1048
7	2027	776	23	2043	1066
8	2028	795	24	2044	1084
9	2029	813	25	2045	1102
10	2030	831	26	2046	1120
11	2031	849	27	2047	1138
12	2032	867	28	2048	1156
13	2033	885	29	2049	1174
14	2034	903	30	2050	1192
15	2035	921			

Elaborado por: La autora.

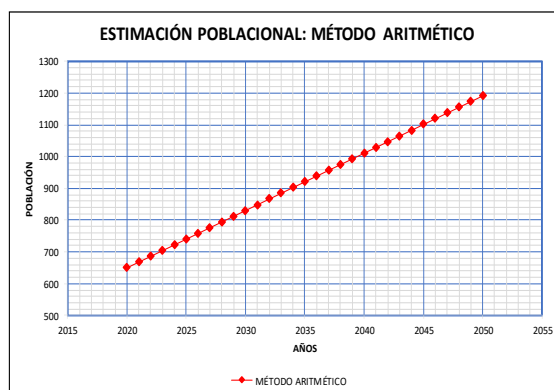


Figura 22. Estimación de la población futura-método aritmético.

Elaborado por: La autora.

3.3.2.3.2. Método geométrico

El crecimiento poblacional es geométrico, si el aumento de la población es proporcional al tamaño, manteniéndose su tasa de crecimiento constante en el tiempo. Este método conduce a estimaciones más elevadas que el método aritmético o lineal.

$$P = P_0(1 + r)^{T-T_0} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

r: Tasa de crecimiento.

P: Población al final del periodo de diseño.

P₀: Población inicial.

T: Tiempo final.

T₀: Tiempo inicial.

Los resultados obtenidos mediante el método geométrico se presentan en la tabla 13 y su gráfico respectivo se puede observar en la figura 24.

Tabla 13.
Proyección poblacional por el método geométrico.

Periodo	Año	Geométrico	Periodo	Año	Geométrico
0	2020	650	16	2036	1008
1	2021	668	17	2037	1036
2	2022	687	18	2038	1065
3	2023	706	19	2039	1094
4	2024	725	20	2040	1125
5	2025	746	21	2041	1156
6	2026	766	22	2042	1188
7	2027	788	23	2043	1221
8	2028	809	24	2044	1255
9	2029	832	25	2045	1290
10	2030	855	26	2046	1326
11	2031	879	27	2047	1363
12	2032	903	28	2048	1401
13	2033	928	29	2049	1440
14	2034	954	30	2050	1480
15	2035	981			

Elaborado por: La autora.

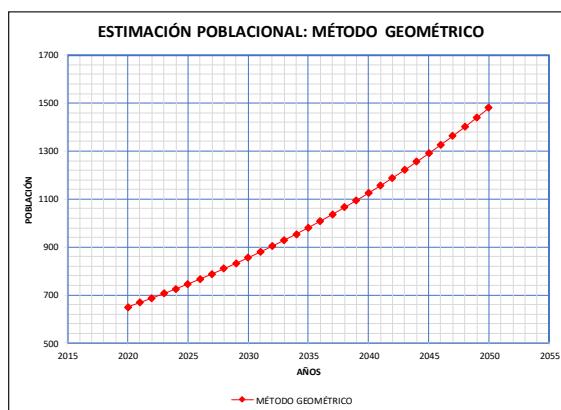


Figura 23. Estimación de la población futura-método geométrico.

Elaborado por: La autora.

En la siguiente tabla se presenta un resumen del análisis comparativo entre los métodos aritmético y geométrico.

Tabla 14.

Análisis comparativo entre los métodos aritmético y geométrico.

Periodo	Año	Métodos		Promedio
		Aritmético	Geométrico	
0	2020	650	650	650
5	2025	740	746	743
10	2030	831	855	843
15	2035	921	981	951
20	2040	1011	1125	1068
25	2045	1102	1290	1196
30	2050	1192	1480	1336

Elaborado por: La autora.

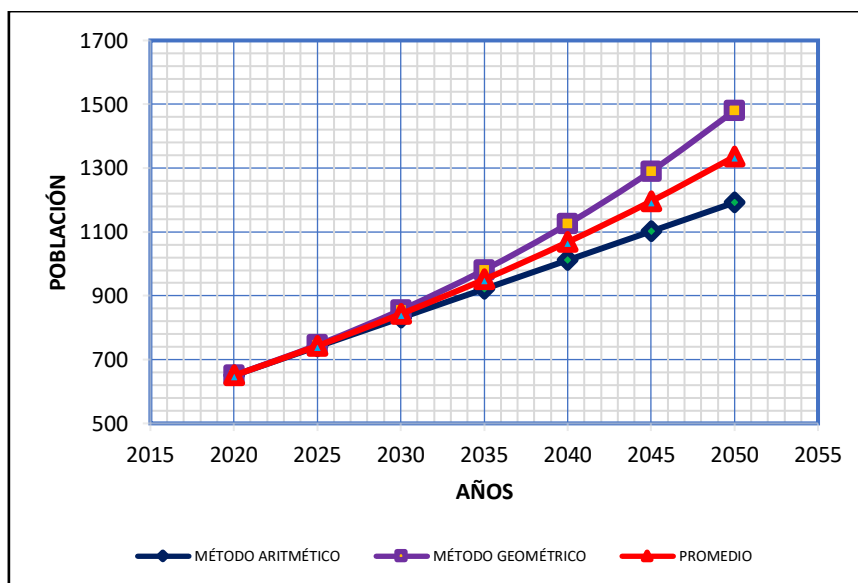


Figura 24. Análisis comparativo entre los métodos aritmético y geométrico.

Elaborado por: La autora.

Detallados los diferentes valores de las proyecciones por los métodos lineal y geométrico y mediante el análisis comparativo se presenta como una de las mejores proyecciones al *Método Geométrico* debido a que se adapta a las condiciones del sector; además, al realizar las gráficas con cada uno de los métodos se puede observar que la curva geométrica es la que más se asemeja a la proyección poblacional de la parroquia Cutuglagua.

3.3.2.3.3. *Método de zonificación o densidades*

La particularidad del método de zonificación o densidades es que considera la cantidad máxima de habitantes que pueden ocupar una determinada área para evitar hacinamientos. En otras palabras, nos permite determinar la expansión futura de la población en la zona de estudio evitando de esta manera la saturación de los conductos de alcantarillado.

Para el desarrollo de este método, es necesario contar con la información del sitio de estudio tal como el número de lotes con vivienda, el número de lotes baldíos con tendencia a ser residencial, el plano de lotizaciones del barrio y los posibles fraccionamientos de acuerdo a la “*Ordenanza de Urbanizaciones y Fraccionamientos en el Cantón Mejía*”.

La estimación de la población futura de acuerdo al número de lotes sean estos baldíos o con vivienda, en el área de estudio tenemos 160 lotes de 1000m² y considerando la cantidad de 5 personas por lote tenemos una población de **800 habitantes** al final del periodo de diseño. Este valor no es tan cierto en razón del tamaño de los lotes, ya que luego son desmembrados por sus propios dueños.

La Ordenanza de Urbanizaciones y Fraccionamientos en el cantón Mejía, garantiza que no exista un crecimiento desmedido y desordenado de la población; e indica algunas observaciones que nos ayudarán a determinar la densidad de saturación en nuestro sector de estudio, tal como:

Área mínimo de lote = 200m².

Número de pisos = 2P.

Altura máxima = 6.00 m.

COS = 50%.

CUS = 100%.

Tomando en cuenta este parámetro y según datos del plano de lotizaciones del sector de estudio, se observa que 65 lotes tienen la posibilidad de subdividirse o fraccionarse asumiendo un 50% del área entre lotes sin fraccionamiento y baldíos, se toma este porcentaje por motivo que en cada fraccionamiento debe existir área de recreación y pasajes; además que los propietarios tienen la tendencia a quedarse con una parte proporcional del lote.

Hay que mencionar que de acuerdo a la Ordenanza y a los fraccionamientos existentes en el sector de estudio se asumió que el predio va a ser dividido en máximo dos lotes de terreno, con esta información y de acuerdo a los parámetros mencionados anteriormente se tiene los siguientes cálculos:

- Predios sin fraccionamiento = 80 lotes

$$P1 = 80 \text{ lotes} * \frac{5 \text{ hab}}{\text{lote}} = 400 \text{ habitantes.}$$

- Predios fraccionados = 65 lotes (proyectados a futuro) + 15 lotes (existentes)

Fraccionamiento en dos lotes de terreno:

$$P2 = 74 \text{ lotes} * \frac{5 \text{ hab}}{\text{lote}} * 2 = 740 \text{ habitantes.}$$

Fraccionamientos en tres lotes de terreno:

$$P3 = 3 \text{ lotes} * \frac{5 \text{ hab}}{\text{lote}} * 3 = 45 \text{ habitantes.}$$

Fraccionamiento en 4 lotes de terreno:

$$P4 = 3 \text{ lotes} * \frac{5 \text{ hab}}{\text{lote}} * 4 = 60 \text{ habitantes.}$$

- Estimación de población futura al final del periodo de diseño.

$$P_f = P1 + P2 + P3 + P4 = 400 + 740 + 45 + 60 = \mathbf{1245 \text{ habitantes.}}$$

3.3.2.3.4. Resumen de proyecciones poblacionales

Los métodos aplicados para la estimación de la población futura en la zona de estudio son: aritmético, geométrico y el de zonificación o densidades de saturación.

Tabla 15.
Resumen de Proyecciones Poblacionales para el año 2050.

POBLACIÓN ACTUAL	650	habitantes
TASA DE CRECIMIENTO	2,78	%
PERIODO DE DISEÑO	30	años
MÉTODOS UTILIZADOS		
ARITMÉTICO	1192	habitantes
GEOMÉTRICO	1480	habitantes
DENSIDADES	1245	habitantes

Elaborado por: La autora.

En vista de los resultados de las proyecciones poblacionales presentados en la tabla 15, se prevé el diseño de alcantarillado para una mayor cantidad de habitantes, es así que se elige como población de diseño aquella obtenida por el método geométrico con **1480 habitantes proyectados al año 2050**.

3.3.2.4. Densidad poblacional

3.3.2.4.1. Densidad poblacional actual

Para la estimación de la densidad poblacional actual se utilizó el número de personas que habitan actualmente en la zona de estudio y el área que ocupan. Así:

$$Densidad Actual = \frac{650 \text{ Hab.}}{15.93 \text{ Ha.}} = \mathbf{41 \text{ Hab/Ha}}$$

3.3.2.4.2. Densidad poblacional futura

La densidad poblacional futura del sector La Joya I, se calculará mediante la relación entre la población futura de 1480 habitantes que ocuparan los 160 lotes actuales y el área de influencia del proyecto que son 15.93 hectáreas.

$$Densidad Futura = \frac{1480 \text{ Hab.}}{15.93 \text{ Ha.}} = \mathbf{93 \text{ Hab/Ha}}$$

3.3.3. Dotación de agua potable

“El complemento necesario para establecer el caudal de diseño de un sistema de alcantarillado es la determinación del consumo de agua” (López, 2000, pág. 49).

La dotación de agua potable es el volumen de agua por habitante en un día, para satisfacer las necesidades de consumo doméstico, comercial e industrial y se expresa por lo general en litros por habitante y por día (L/hab/día).

Para determinar la dotación de agua se cuenta con la información:

Tabla 16.
Dotaciones recomendadas.

Población	Clima	Dotación Media Futura
<i>habitantes</i>	-	<i>l/hab/día</i>
Hasta 5000	Frío	120-150
	Templado	130-160
	Cálido	170-200
5000 a 50000	Frío	180-200
	Templado	190-220
	Cálido	200-230
Más de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Fuente: EX - IEOS, 1992.

Para el presente estudio se toma una dotación de **150 L/hab/día** para el cálculo del caudal de aguas residuales domésticas.

3.4. Trazado de la red de alcantarillado

De acuerdo a la configuración topográfica de la zona de estudio, el trazado de la red de alcantarillado se lo hará de manera técnica y económica, de modo que las aguas residuales de la comunidad sigan el recorrido más adecuado y rápido hacia la planta de tratamiento, implicando la menor profundización de las tuberías en el terreno.

3.5. Áreas de aportación

Las áreas de aportación son un conjunto de superficies que se obtienen al subdividir el área original del proyecto con la finalidad de distribuir de manera equivalente en cada tramo de tubería los caudales pluviales y de aguas residuales.

Para determinar las áreas de aportación se toma en cuenta los siguientes aspectos:

- Topografía del sector a servir.
- Distribución de los lotes y las viviendas.
- Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua.

Al realizar un recorrido por el sector La Joya I, para establecer las áreas de aportación, se presentaron las siguientes condiciones:

- Topografía muy irregular, caracterizada por pendientes moderadas y fuertes, con pocos sectores planos.
- La topografía del sector no permite que se puedan trazar bisectrices en cada pozo debido a que no existe una distribución uniforme y ordenada del terreno.

Finalmente, para determinar las áreas de aportación se consideró el criterio de la línea de cumbre, estableciendo la forma de drenaje de los sectores que serán servidos.

A continuación, se presenta las áreas de aportación del sistema de alcantarillado combinado para cada tramo de tubería.

Tabla 17.
Áreas de aportación.

TRAMO	POZO	COTA	ÁREA	ÁREA	LONGITUD	CALLE	OBSERVACIONES
-	-	msnm	m ²	Ha	m	-	-
	P16	3010,15	4104,33	0,410	63,85	Q	ÁREA DOMÉSTICA
	P26	3009,99					
1	P26	3009,99	4786,05	0,479	66,54	Q	ÁREA DOMÉSTICA
	P27	3007,33					
	P27	3007,33					
	P28	3001,92	5629,03	0,563	93,82	H	ÁREA DOMÉSTICA

2	P2	3011,10	1076,84	0,108	38,62	S/N	ÁREA DOMÉSTICA E INSTITUCIONAL
	P19	3009,99					
	P19	3009,99	1035,01	0,104	37,12	S/N	
	P15	3012,57					
3	P14	3017,89	3517,55	0,352	74,34	C	ÁREA DOMÉSTICA
	P15	3012,57					
	P15	3012,57	525,36	0,053	17,41	C	ÁREA DOMESTICA E INSTITUCIONAL
	P16	3010,15					
	P16	3010,15	2520,48	0,252	45,78	C	ÁREA DOMÉSTICA E INSTITUCIONAL
	P17	3005,01					
	P17	3005,01	3219,67	0,322	63,82	C	ÁREA DOMÉSTICA E INSTITUCIONAL
P18	3001,53						
4	P9	3031,72	3183,42	0,318	89,16	H	ÁREA DOMÉSTICA
	P3	3010,60					
5	P10	3027,42	2965,55	0,297	88,78	N	ÁREA DOMÉSTICA
	P4	3007,86					
6	P5	3008,92	5936,29	0,594	110,65	B	ÁREA DOMÉSTICA
	P4	3007,86					
7	P1	3023,17	8307,83	0,831	71,41	B	ÁREA DOMÉSTICA
	P2	3011,10					
	P2	3011,10	389,82	0,039	19,44	B	ÁREA INSTITUCIONAL
	P3	3010,60					
	P3	3010,60	8070,71	0,807	110,29	B	ÁREA DOMÉSTICA E INSTITUCIONAL
	P4	3007,86					
	P4	3007,86	4836,21	0,484	53,29	N	ÁREA DOMÉSTICA E INSTITUCIONAL
	P20	3000,98					
	P20	3000,98	4466,15	0,447	46,13	N	ÁREA DOMESTICA E INSTITUCIONAL
	P18	3001,53					
	P18	3001,53	5936,78	0,594	109,68	N	ÁREA DOMÉSTICA
	P28	3001,92					
P28	3001,92	3138,00	0,314	112,35	H	ÁREA DOMÉSTICA	
P29	2985,11						
8	P21	2996,35	9406,02	0,941	106,86	R	ÁREA DOMÉSTICA
	P29	2985,11					
	P29	2985,11	3245,75	0,325	110,49	H	
	P30	2983,08					
9	P11	3024,53	5408,70	0,541	97,37	R	ÁREA DOMÉSTICA
	P5	3008,92					
10	P6	3009,71	1053,18	0,105	54,24	B	ÁREA DOMÉSTICA
	P5	3008,92					

	P5	3008,92					
	P24	2995,59	7865,26	0,787	60,45	R	ÁREA DOMÉSTICA
	P24	2995,59					
	P21	2996,35	3952,72	0,395	42,27	R	ÁREA DOMÉSTICA
	P21	2996,35					
	P22	2988,17	2827,83	0,283	51,48	E	ÁREA DOMÉSTICA
	P22	2988,17					
	P23	2981,16	1987,55	0,199	59,98	E	ÁREA DOMÉSTICA
	P12	3010,76					
11	P7	2998,51	7446,74	0,745	85,30	S	ÁREA DOMÉSTICA
	P6	3009,71					
	P7	2998,51	1149,22	0,115	60,68	B	ÁREA DOMÉSTICA
	P7	2998,51					
	P23	2981,16	8264,37	0,826	100,50	S	ÁREA DOMÉSTICA
	P23	2981,16					
	P30	2983,08	6424,86	0,642	104,70	S	ÁREA DOMÉSTICA
12	P30	2983,08					
	P31	2982,25	1942,28	0,194	27,65	H	ÁREA DOMÉSTICA
	P31	2982,25					
	P32	2972,73	4457,42	0,446	65,88	H	ÁREA DOMÉSTICA
	P32	2972,73					
	P33	2966,72	1011,92	0,101	15,68	H	ÁREA DOMÉSTICA
13	P13	2994,65					
	P8	2995,49	6217,24	0,622	53,18	T	ÁREA DOMÉSTICA
	P7	2998,51					
	P8	2995,49	4822,57	0,482	110,42	B	ÁREA DOMÉSTICA
	P8	2995,49					
14	P25	2970,19	6438,72	0,644	94,63	T	ÁREA DOMÉSTICA
	P25	2970,19					
	P33	2966,72	1761,98	0,176	29,65	T	ÁREA DOMÉSTICA

Elaborado por: La autora.

En el **Anexo 16-B** se pueden ver las áreas de aportación que escurren a los pozos de revisión determinados para el alcantarillado.

3.6. Análisis de caudales

3.6.1. Caudal de aguas residuales (Q_{AS})

Las aguas residuales a ser evacuadas por el sistema de alcantarillado combinado están constituidas por:

- Aguas residuales domésticas
- Aguas residuales institucionales
- Contribución por infiltración
- Conexiones erradas

3.6.1.1. Aguas residuales domésticas (Q_D)

Son las aguas procedentes de la actividad doméstica residencial, es decir el uso diario de la dotación per-cápita del agua para actividades de aseo, cocinas, lavabos, sanitarios, regadío y varios.

El caudal de aguas residuales domésticas se determina por las siguientes ecuaciones:

$$Q_D = \frac{dneta * D * A * R}{86400} \quad (Ec. 3)$$

$$Q_D = \frac{dneta * P * R}{86400} \quad (Ec. 4)$$

Donde:

Q_D: Caudal doméstico (L/s).

dneta: Dotación neta de agua por habitantes (L/hab/día).

A: Área residencial bruta de drenaje (Ha).

D: Densidad de población futura (hab/Ha).

P: Población (hab).

R: Coeficiente de retorno.

3.6.1.1.1. Coeficiente de retorno (R)

El coeficiente de retorno es la fracción de agua de uso doméstico servida, entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales; se considera constante durante todo el periodo de diseño y para toda el área servida salvo que el proyectista justifique lo contrario. (EMAAP-Q, 2009, pág. 30)

Tabla 18.
Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto	0,8 - 0,85

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

Para el presente proyecto se adoptado de la tabla 18 un valor de coeficiente de retorno de **0.8**.

3.6.1.2. Aguas residuales institucionales (Q_{INS})

Este aporte de aguas residuales varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la institución, pongamos por caso a escuelas, colegios, universidades, hospitales, etc.; por lo que debe considerarse cada caso en particular.

Tabla 19.
Contribución institucional mínima en zonas residenciales.

Nivel de complejidad del sistema	Contribución institucional (l/s-ha-inst)
Cualquiera	0,4 - 0,5

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

Para este estudio se decide seleccionar de la tabla 19 el valor mínimo de **0.4 L/s-ha-inst** como aporte institucional, ya que existe una institución educativa ubicada en el área de influencia del proyecto.

3.6.1.3. Infiltración (Q_{INF})

Se definen como aguas de infiltración a las que ingresan al alcantarillado por las uniones o fisuras de las tuberías, y dependen de algunos factores como: métodos constructivos, tipo de uniones, nivel freático, estado de la alcantarilla, permeabilidad del suelo, etc.

Tabla 20.
Contribución de caudal de infiltración.

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración (l/s-ha)	alta	Infiltración (l/s-ha)	media	Infiltración (l/s-ha)	baja
Bajo y medio	0,1 - 0,3		0,1 - 0,3		0,05 - 0,2	
Medio alto y alto	0,15 - 0,4		0,1 - 0,3		0,05 - 0,2	

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

De acuerdo a la tabla 20, este proyecto tendrá un valor de **0.1 L/s/ha** por contribución de infiltración, debido a que tiene un nivel de complejidad del sistema medio y una infiltración media.

3.6.1.4. Conexiones erradas (Q_{CE})

“Este aporte proviene principalmente de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas” (López, 2000, pág. 296).

Tabla 21.
Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (l/s-ha)
Bajo y medio	0,2 - 2,0
Medio alto y alto	0,1 - 1,0

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

Para el desarrollo del presente estudio se trabajará con un sistema de complejidad medio con un aporte de **0.2 L/s/ha** por conexiones erradas, como lo indica en la tabla 21.

3.6.1.5. Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD})

El aporte medio diario de aguas residuales es la sumatoria de los caudales domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_{IND} + Q_{COM} + Q_{INS} \quad (Ec. 5)$$

En el área de influencia del proyecto no existen industrias ni tampoco zonas comerciales por cuanto la (Ec. 5) queda reducida de la siguiente manera:

$$Q_{MD} = Q_D + Q_{INS} \quad (Ec. 6)$$

3.6.1.6. Caudal máximo horario de aguas residuales ($Q_{m\acute{a}x}$)

Este caudal se lo determina a partir del factor de mayoración del caudal medio diario de aguas residuales, el mismo que se selecciona de acuerdo a las características de la población.

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_{MD} * M \quad (Ec. 7)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \left(\frac{dneta * P * R}{86400} + Q_{INS} + Q_{IND} + Q_{COM} \right) * M \quad (Ec. 8)$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$: Caudal máximo horario de aguas residuales (L/s).

P: Población (hab).

dneta: Dotación neta de agua potable (L/hab/día).

R: Coeficiente de retorno (adimensional).

M ó K: Coeficiente de mayoración.

Q_{INS} : Caudal residual institucional (L/s).

Q_{IND} : Caudal residual industrial (L/s).

Q_{COM} : Caudal residual comercial (L/s).

3.6.1.6.1. Coeficiente de mayoración y minoración de caudales

En las normas de diseño para sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q (2009), indica que “Las variaciones de los coeficientes en función de la población se sustentan en que el uso del agua se hace cada vez más homogéneo” (pág. 36).

Tabla 22.
Coeficientes de mayoración y minoración.

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN	
1,1 < K1 < 1,4	1,43 < K < 2,66
1,3 < K2 < 1,9	

COEFICIENTES DE MINORACIÓN	
1,1 < β1 < 1,4	1,43 < β < 2,66
1,3 < β2 < 1,9	

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

De acuerdo a lo presentado en la tabla 22 y con la finalidad de obtener el caudal máximo horario de aguas residuales del proyecto se empleará el caudal medio diario afectado por el coeficiente de mayoración **K= 2.66**.

3.6.2. Caudal pluvial (Qp)

Las normas de diseño para sistemas de alcantarillado EMAAP-Q (2009), establece que para el cálculo del caudal pluvial de cuencas tributarias de hasta 200 Ha y con características hidrológicas-hidráulicas simples, se puede aplicar el método racional utilizando la siguiente ecuación:

$$Qp = \frac{C * I * A}{0.36} \quad (Ec. 9)$$

Donde:

Qp: Caudal pluvial (L/s).

C: Coeficiente de escorrentía.

A: Área de drenaje (Ha).

I: Intensidad de lluvia (mm/h).

3.6.2.1. Período de retorno (Tr)

“El período de retorno o frecuencia es el número de años que en promedio se presenta un evento determinado de igual o mayor intensidad” (INAMHI, 2015, pág. 8). Además, es un parámetro importante para el diseño de una obra hidráulica destinada a soportar crecidas.

Tabla 23.
Períodos de retorno para diferentes ocupaciones del área.

Tipo de obra	Tipo de ocupación del área de influencia de la obra	Tr (años)
Micro drenaje	Residencial	5
Micro drenaje	Comercial	5
Micro drenaje	Área con edificios de servicio público	5

Micro drenaje	Aeropuertos	10
Micro drenaje	Áreas comerciales y vías de tránsito intenso	10 ~ 25
Micro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	25
Micro drenaje	Áreas de importancia específica	50 ~ 100

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

Para el presente proyecto se utilizó un periodo de retorno de **5 años** de acuerdo a las recomendaciones de la EMAAP-Q presentadas en la tabla 23, para obras de micro drenaje donde el área de influencia es residencial.

3.6.2.2. Coeficiente de escorrentía (C)

“El coeficiente de escorrentía es una de las variables menos precisa del método racional” (Gutiérrez, 2014, pág. 362) ya que depende de las características morfológicas del suelo, cobertura, condiciones de uso y pendientes, como se indica en la tabla 24.

Tabla 24.

Valores usados para determinar un coeficiente de escorrentía según las características de la superficie.

Descripción del área	Periodo de retorno (años)		
	2	5	10
Asfáltico	0,73	0,77	0,81
Concreto / techo	0,75	0,80	0,83
Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto el 50% del área			
Plano 0-2%	0,32	0,34	0,37
Promedio 2-7%	0,37	0,40	0,43
Pendiente superior a 7%	0,40	0,43	0,45
Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto del 50 al 75% del área			
Plano 0-2%	0,25	0,28	0,30
Promedio 2-7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42
Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto mayor al 75% del área			
Plano 0-2%	0,21	0,23	0,25
Promedio 2-7%	0,29	0,32	0,35
Pendiente superior a 7%	0,34	0,37	0,40
Área de cultivos			
Plano 0-2%	0,31	0,34	0,30
Promedio 2-7%	0,35	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,39	0,42	0,44
Pastizales			
Plano 0-2%	0,25	0,28	0,30

Promedio 2-7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42
Bosques			
Plano 0-2%	0,22	0,25	0,28
Promedio 2-7%	0,31	0,34	0,36
Pendiente superior a 7%	0,35	0,39	0,41

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

Para conocer el valor del coeficiente de escorrentía para este estudio fue necesario realizar el cálculo del coeficiente ponderado, tomando en cuenta el área de aporte de calles, cubiertas (hormigón, teja), cultivos, pasto y jardines de la zona del proyecto y sus respectivos coeficientes de escorrentía de acuerdo a la **Tabla 24**; el proceso de cálculo se detalla en la tabla 25 con la siguiente fórmula:

$$C_{ponderado} = \frac{\sum(Ci * Ai)}{\sum Ai} \quad (Ec. 10)$$

Tabla 25.
Coficiente de escorrentía ponderado.

Descripción	m2	Ha	C	A*C
Áreas Verdes				
Área Verde	5160,72	0,52	0,40	0,21
Área Escuela				
Escuela La Joya	3154,98	0,32	0,80	0,25
Área Curia				
Iglesia La Joya	384,71	0,04	0,80	0,03
Áreas de lotes de vivienda familiar				
Lotes vivienda	74165,32	7,42	0,61	4,52
Lotes cultivos	32353,37	3,24	0,42	1,36
Lotes pasto	14341,05	1,43	0,40	0,57
Áreas de Calles				
Calles	29774,99	2,98	0,42	1,25
TOTAL				8,20
ÁREA DEL PROYECTO				15,93
C PONDERADO				0,51

Elaborado por: La autora.

Del análisis se acoge un valor de coeficiente de escorrentía ponderado de **0.51**.

3.6.2.3. Intensidad de lluvia (I)

“La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la cantidad de agua que precipitó medida en milímetros por unidad de tiempo, puede ser instantánea o promedio, sobre la duración de la lluvia” (INAMHI, 2015, pág. 8).

Para el área de estudio se utilizará información proporcionada por el Estudio de Lluvias Intensas (INAMHI) de la estación Izobamba cuyas ecuaciones se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 26.
Zonificación de intensidades (Estación Izobamba).

Zona	Código	Estación	Duración	Ecuación
2	M0003	Izobamba	5 min < 42,99 min	$I_{TR} = 104,44 * Id_{TR} * t^{-0,434}$
			42,99 min < 1440 min	$I_{TR} = 514,56 * Id_{TR} * t^{-0,858}$

Fuente: INAMHI, Estudio de Lluvias Intensas, 2015, pág. 18.

La ecuación del sector de estudio es la siguiente:

$$I_{TR} = 104,44 * Id_{TR} * t^{-0,434} \quad (Ec. 11)$$

Donde:

I_{TR}: Intensidad de lluvia para cualquier período de retorno (mm/h).

Id_{TR}: Intensidad diaria máxima para un periodo de retorno dado en (mm/h).

t: tiempo de concentración de lluvia más el tiempo de recorrido (min).

3.6.2.4. Intensidad diaria máxima (Id_{TR})

Para este caso la intensidad diaria máxima, se obtiene mediante los mapas de isoyetas proporcionados por el INAMHI (figura 26), cuyo valor es de **2.03 mm/h** (Id_{TR}=2.03) que corresponde a un periodo de retorno de 5 años.

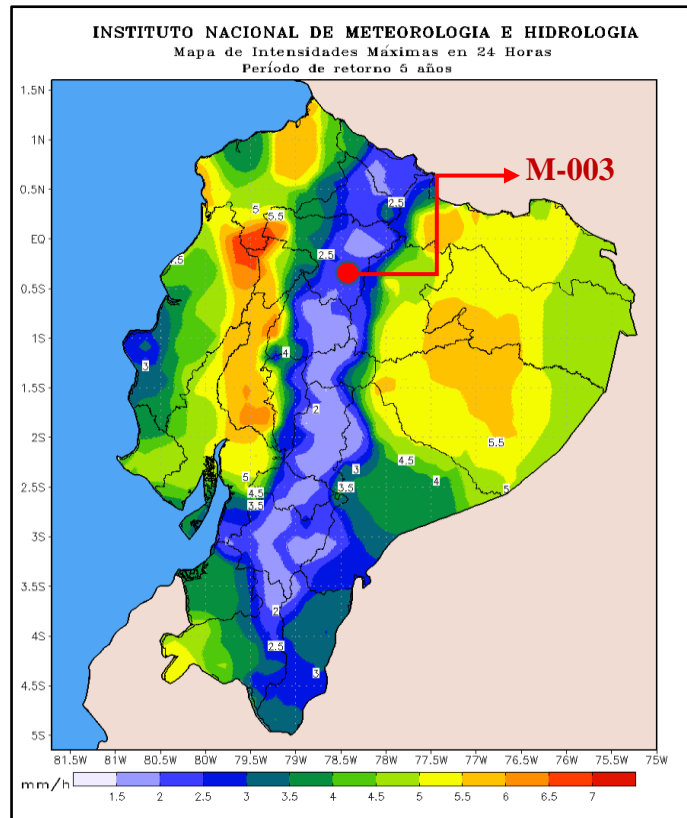


Figura 25. Intensidades máximas en 24 horas con un periodo de retorno de 5 años.
Elaborado por: La autora, a través del Estudio de Lluvias Intensas, INAMHI, 2015.

3.6.2.5. *Tiempo de concentración (Tc)*

“El tiempo de concentración es el tiempo de viaje del agua de lluvia caída en el punto más alejado de la sección de desagüe de una cuenca hasta llegar a dicha sección de desagüe” (EMAAP-Q, 2009, pág. 87).

Para estimar el tiempo de concentración se utiliza la siguiente ecuación:

$$tc = ti + tf \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

tc: Tiempo de concentración (min)

ti: Tiempo inicial o de entrada al sistema de alcantarillado (min).

tf: Tiempo de flujo a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado (min).

Para la zona de estudio y de acuerdo a la recomendación de la EMAAP-Q (2009), para los tramos iniciales del alcantarillado se tomará un tiempo de concentración de **12 minutos**.

El tiempo de flujo puede ser tomado como:

$$tf = \frac{L}{60 * V} \quad (Ec. 13)$$

Donde:

tf: Tiempo de viaje en el conducto (min).

L: longitud (m).

V: Velocidad media en la sección de escurrimiento (m/s) =Q/A

3.6.2.6. Área de drenaje (A)

El área de drenaje de la zona de estudio, se procede de manera similar a como se determinaron las áreas de aportación para el diseño del nuevo alcantarillado, es decir se utilizarán las áreas determinadas en la **Tabla N°17** para el desarrollo del cálculo del caudal de aguas lluvias.

3.6.3. Caudal de diseño

El caudal de diseño que será transportado a través de la red de alcantarillado combinado para el inicio y fin del proyecto responde a la siguiente ecuación:

$$Q_{DISEÑO} = Q_{AS} + Q_P \quad (Ec. 14)$$

Siendo:

$$Q_{AS} = Q_{máx} + Q_{CE} + Q_{INF} \quad (Ec. 15)$$

Por lo tanto:

$$Q_{DISEÑO} = Q_{máx} + Q_{CE} + Q_{INF} + Q_P \quad (Ec. 16)$$

Donde:

Q_{DISEÑO}: Caudal de diseño (L/s).

Q_{AS}: Caudal de aguas residuales (L/s).

Q_{máx}: Caudal máximo horario de aguas residuales (L/s).

Q_{CE}: Caudal por conexiones erradas (L/s).

Q_{INF}: Caudal por infiltración (L/s).

Q_p: Caudal pluvial (L/s).

En la siguiente tabla se muestran un resumen de los parámetros necesarios para el desarrollo del diseño del sistema de alcantarillado combinado.

Tabla 27.

Resumen de parámetros de diseño para el desarrollo del presente proyecto.

PARÁMETROS	VALOR		OBSERVACIONES
Periodo de Diseño	30	Años	Vida útil para el cual se diseña una obra de alcantarillado
Área de Servicio	15,93	Ha	Área en donde se desarrolla el proyecto
Población Actual	650	Hab	Conteo de viviendas
Tasa de Crecimiento Poblacional	2,78	%	Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Cantón Mejía
Población de Diseño	1480	Hab	Método Geométrico
Densidad Poblacional	93	hab/Ha	Zona de uso residencial (suelo consolidado urbano)
Dotación de Agua Potable	150	l/hab/día	Recomendada de acuerdo a la norma EX – IEOS
Coefficiente de Retorno de Aguas Residuales	0,8	-	Valor adoptado el mismo que se ajusta a la zona de estudio
Caudal de Agua Residual Institucional	0,4	l/s-ha	Valor adoptado de acuerdo a la EMAAP-Q
Caudal de Agua Infiltración	0,1	l/s-ha	Valor adoptado de acuerdo a la EMAAP-Q
Caudal de Agua Conexiones Erradas	0,2	l/s-ha	Valor adoptado de acuerdo a la EMAAP-Q
Coefficiente de Escorrentía	0,51	-	Área verde, calles, pasto, cubierta (techo-hormigón)
Ecuación Intensidad-Duración-Frecuencia	$I_{TR} = 104,44 * Id_{TR} * t^{-0,434}$		Estación Izobamba
Tiempo de Concentración	12	Min	Valor recomendado por la EMAAP-Q
Periodo de Retorno	5	Años	Zona residencial

Elaborado por: La autora.

CAPÍTULO IV

CÁLCULOS Y DISEÑOS

4.1. Diseño del sistema de alcantarillado combinado

4.1.1. Criterios y parámetros hidráulicos de diseño

Los sistemas de alcantarillados deben diseñarse considerando parámetros de flujo a superficie libre y asumiendo parámetros de flujo uniforme y permanente, lo que origina que la energía, la velocidad y el calado del flujo en movimiento se mantengan constantes a lo largo del tramo.

El sistema de alcantarillado al ser diseñado a gravedad, significa que el conducto funcionara parcialmente lleno, utilizando el 80% como capacidad máxima de la sección del tramo; con la finalidad de permitir la circulación del aire y que la línea de gradiente hidráulica sea paralela a la pendiente de la solera del conducto.

En el diseño de la red de alcantarillado se debe evitar que el conducto trabaje a sección llena, pero pueden existir casos en los que estos se den, como por ejemplo en eventos extremos donde la capacidad de la tubería trabaja al máximo con el fin de evitar inundaciones.

Para el dimensionamiento de los conductos a superficie libre con flujo uniforme y permanente se utilizará la fórmula de Chezy-Manning, las cuales se denotan a continuación:

$$V = C * \sqrt{Rh * S} \quad (Ec. 17)$$

Donde:

V: Velocidad de flujo (m/s).

C: Coeficiente de Chezy.

Rh: Radio hidráulico (m).

S: Gradiente hidráulico del tramo (m/m).

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * J^{1/2} \quad (Ec. 18)$$

Donde:

V: Velocidad de flujo (m/s).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

R: Radio hidráulico (m).

J: Gradiente hidráulico del tramo (m/m).

Otra de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica para el cálculo del caudal en función de la velocidad es la ecuación de continuidad, así:

$$Q = A * V \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

Q: Caudal de escurrimiento (m³/s).

V: Velocidad de flujo (m/s).

A: Área de la sección de escurrimiento (m).

Reemplazando la ecuación (Ec. 18) en la (Ec.19), tenemos lo siguiente:

$$Q = A * \frac{1}{n} * R^{2/3} * J^{1/2} \quad (\text{Ec. 20})$$

El coeficiente de Manning varía según el material, la calidad del acabado interior y el estado de la tubería. Las Normas de Diseño para Sistemas de Alcantarillado EMAAP-Q recomienda los siguientes valores, presentados en la tabla 28 a continuación:

Tabla 28.
Coeficiente de rugosidad de Manning.

Material de Revestimiento	Coeficiente "n"
Tuberías de PVC/ PEAD/PRFV	0,011
Tuberías de hormigón (con buen acabado)	0,013
Tuberías de hormigón con acabado regular	0,014
Mampostería de piedra juntas con mortero de cemento	0,02
Mampostería de piedra partida acomodada (sin juntas)	0,032
Ladrillo juntas con mortero de cemento	0,015
Tierra (trazo recto y uniforme sin vegetación)	0,025

Fuente: EMAAP-Q, 2009.

4.1.1.1. Diámetro Interno Mínimo

El diámetro mínimo en alcantarillados pluviales y combinados será de **400 mm**, con el propósito de evitar obstrucciones en los conductos. En sistemas de drenaje no muy complejos comprobando las condiciones tanto de velocidad máxima como mínima se acepta diámetros de **300 mm**. (EMAAP-Q, 2019, pág. 98)

4.1.1.2. Material

En la normativa de la EMAAP-Q (2019) se describe algunos materiales usuales en nuestro medio que se pueden utilizar, como: hormigón simple (HS), hormigón armado (HA), policloruro de vinilo (PVC), hierro fundido (HF), poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV), polietileno de alta densidad (PEAD). En el caso de otro material debe cumplir las normativas de cálculo estructural, hidráulico y de verificación a la corrosión. (pág. 45)

Para este proyecto se utilizará tubería de **PVC**, como el mejor material para el diseño de la red combinada.

4.1.1.3. Velocidad y pendiente mínima

La velocidad mínima es de **0.60 m/s** considerando a sección llena y tomando en consideración que es un alcantarillado combinado. Por condiciones de autolimpieza y de control de gases, el valor de la velocidad mínima será de **0.4 m/s** o la correspondiente a un esfuerzo cortante medio, cuyo valor debe ser mayor o igual a **1.0 N/m² (0.10 kg/m²)**. La pendiente de cada tramo de tubería debe ser tan semejante al terreno con la finalidad de obtener excavaciones mínimas, por lo tanto, se debe tener una pendiente mínima del **1%**. (EMAAP-Q, 2019, págs.: 40-41)

El esfuerzo cortante medio se establece mediante la siguiente expresión:

$$\tau = \gamma * R * S \quad (Ec. 21)$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante medio (kg/m²).

γ : Peso específico del agua (kg/m^3).

R: Radio hidráulico (m).

S o J: Pendiente (m/m).

4.1.1.4. Velocidad y pendiente máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión, en general no debe sobrepasar los **5 m/s**; sin embargo, para tuberías de PVC, PEAD, PRFV se aceptan hasta **7.5 m/s**. Por otro lado, la pendiente máxima está relacionada directamente con la velocidad máxima. (EMAAP-Q, 2019, pág.: 99-100)

La empresa EPAA-MEJIA EP, en sus estudios y diseños de alcantarillado trabajan con velocidades máximas hasta de **9 m/s** en tuberías PVC, tomando en consideración la calidad del material.

4.1.1.5. Profundidad hidráulica máxima

La profundidad hidráulica permite la aireación adecuada del flujo sea de aguas residuales o pluviales en conductos cerrados, el valor máximo permisible para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% - 85% del diámetro o altura real de éste. (EMAAP-Q, 2019, pág.: 100, 41)

Para el presente estudio los tubos se diseñan a flujo parcialmente lleno, con el **80%** del diámetro real de éste.

4.1.1.6. Profundidad mínima a la cota clave

La profundidad mínima de cubrimiento de las tuberías es de **1.5 m** medido desde la superficie del suelo a la cota clave de la tubería con la finalidad de evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. (EMAAP-Q, 2019, pág.: 41)

4.1.1.7. Profundidad máxima a la cota clave

En general la máxima profundidad de las tuberías es del orden de **5 m**, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y tuberías durante y después de su instalación. (EMAAP-Q, 2019, pág.: 41)

4.1.1.8. Estado de flujo

La norma EMAAP-Q (2009) indica que el parámetro que tiene efecto dominante en flujos con superficie libre es el llamado número de Froude, que tiene la siguiente expresión.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * D}} \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

F: Número de Froude.

V: Velocidad de flujo (m/s).

g: Constante gravitacional (9.81 m/s²).

D: Profundidad hidráulica [Y] (m).

Por medio del Número de Froude se puede determinar los siguientes regímenes del movimiento:

- $F < 1$ Flujo Subcrítico
- $F = 1$ Flujo Crítico
- $F > 1$ Flujo Supercrítico

4.1.1.9. Análisis de flujo a sección llena

Los parámetros hidráulicos utilizados para conductos circulares de sección completamente llena son:

- Área mojada (**A_o**)

$$A_o = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ec. 23})$$

- Perímetro mojado (**Po**)

$$Po = \pi * D \quad (Ec. 24)$$

- Radio hidráulico (**Ro**)

$$Ro = \frac{Ao}{Po} = \frac{D}{4} \quad (Ec. 25)$$

- Velocidad (**Vo**) y Caudal (**Qo**)

Para el desarrollo del cálculo se utiliza la fórmula de Manning (Ec. 18) y la ecuación de la continuidad (Ec. 19).

$$Vo = \frac{1}{n} * Ro^{2/3} * J^{1/2}$$

$$Qo = Ao * Vo$$

Donde:

Ao: Área mojada del flujo en sección llena (m²).

Po: Perímetro mojado del flujo en sección llena (m).

Ro: Radio hidráulico del flujo en sección llena (m).

Vo: Velocidad del flujo en sección llena (m/s).

Qo: Caudal del fluido en sección llena (m³/s).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

D: Diámetro de la tubería (m).

J: Pendiente (m/m).

4.1.1.10. Análisis de flujo a sección parcialmente llena

“Se introduce el concepto de ángulo central para determinar los parámetros hidráulicos de conductos circulares de sección parcialmente llena, debido a que éste demarca el sector circular y a la vez representa la zona ocupada por el caudal” (Gallardo, 2018, pág. 31). En la figura 27 se presenta un esquema de la sección hidráulica parcialmente llena.

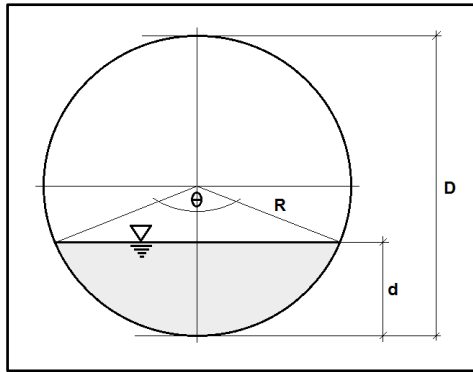


Figura 26. Sección hidráulica parcialmente llena.

Fuente: Diseño de Canales Abiertos, Gallardo, 2018, pág. 31.

- Ángulo central (θ)

$$\theta = 2 \operatorname{arc\,cos} \left(1 - \frac{2d}{D} \right) \quad (\text{Ec. 26})$$

- Área hidráulica (A)

$$A = \frac{D^2}{8} (\theta - \operatorname{sen}\theta) \quad (\text{Ec. 27})$$

- Perímetro hidráulico (P)

$$P = \frac{D * \theta}{2} \quad (\text{Ec. 28})$$

- Radio hidráulico (R)

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4\theta} (\theta - \operatorname{sen}\theta) \quad (\text{Ec. 29})$$

- Velocidad (V) y Caudal (Q)

De la misma forma como se desarrolla en secciones llenas, se hace uso de la fórmula de Manning (Ec. 18) y la ecuación de continuidad (Ec. 19).

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * J^{1/2}$$

$$Q = A * V$$

Donde:

A: Área mojada del flujo en sección parcialmente llena (m^2).

P: Perímetro mojado del flujo en sección parcialmente llena (m).

R: Radio hidráulico del flujo en sección parcialmente llena (m).

V: Velocidad del flujo en sección parcialmente llena (m/s).

Q: Caudal del fluido en sección parcialmente llena (m³/s).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

D: Diámetro de la tubería (m).

J: Pendiente (m/m).

Y o d: Profundidad hidráulica (m).

θ: Ángulo central (rad).

4.1.1.11. Relaciones hidráulicas en conductos circulares

“Cuando un conducto transporta un caudal inferior al que es capaz de conducir a tubo lleno o condiciones forzadas, es necesario determinar la profundidad de agua y la velocidad real de esa lámina” (Pérez, 2013, pág. 37).

Para facilitar el desarrollo del cálculo y de esta manera poder determinar los parámetros anteriormente mencionados se ha hecho necesario utilizar las siguientes relaciones hidráulicas:

- **Qd/Qo:** Relación entre el caudal de una sección parcialmente llena y el caudal de un conducto lleno.

$$\frac{Qd}{Qo} = \frac{\theta}{360} \left(1 - \frac{180 * \text{sen } \theta}{\pi * \theta} \right)^{5/3} \quad (\text{Ec. 30})$$

- **Vd/Vo:** Relación entre la velocidad de flujo en una sección parcialmente lleno y la velocidad de flujo en un conducto lleno.

$$\frac{Vd}{Vo} = \left(1 - \frac{180 \text{ sen } \theta}{\pi * \theta} \right)^{2/3} \quad (\text{Ec. 31})$$

- **Y/D:** Relación entre la profundidad hidráulica en un conducto parcialmente lleno y el diámetro del conducto.

$$\frac{y}{D} = 0.80 \quad (\text{Ec. 32})$$

Dada la complejidad de las expresiones algebraicas para encontrar el tirante hidráulico y la velocidad de diseño, se utilizan ábacos o tablas para secciones circulares. Por lo tanto, en el presente proyecto se ha utilizado la tabla propuesta por el autor Gallardo Pablo en su libro de Diseño de Canales Abiertos, en donde se observa la siguiente gráfica.:

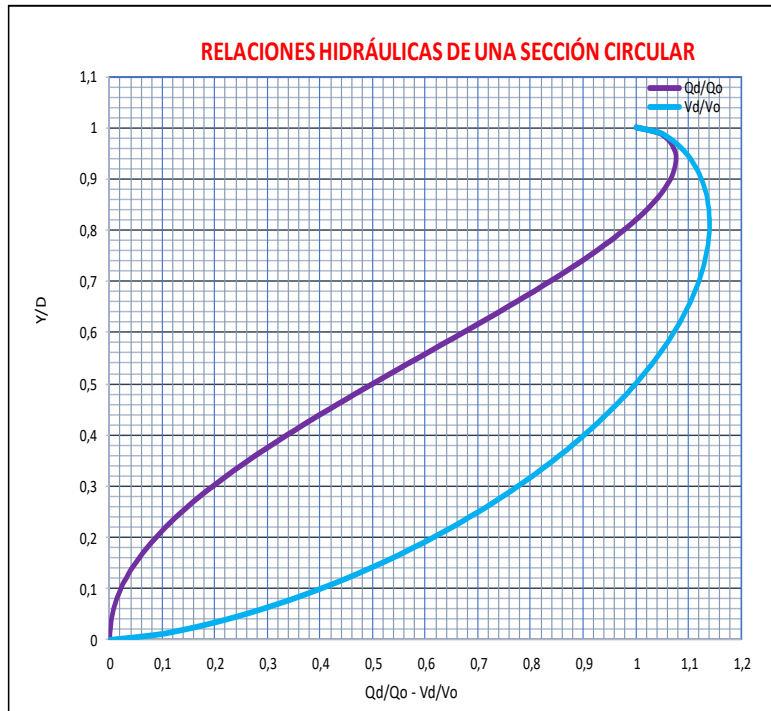


Figura 27. Relaciones hidráulicas de una sección circular.
Fuente: Diseño de Canales Abiertos, Gallardo, 2018, pág. 35.

La tabla de relaciones hidráulicas fundamentales utilizadas para el cálculo (Q_d/Q_o), (Y/D) y (V_d/V_o), se visualizan en el **Anexo 2**.

4.1.2. Ejemplo de cálculo

La hoja de cálculo se la elaboro en el programa Microsoft Excel, teniendo como base el resumen de los parámetros de diseño obtenidos anteriormente en el Capítulo 3.

En vista de la imposibilidad física de incluir en una sola tabla todos los cálculos del ejemplo en el que se desarrolla la metodología formulada, a continuación, se presenta el contenido, secuencialmente, en el conjunto de tablas de la N°29 a la N°34. Todos los

parámetros y variables que contienen las tablas están identificados con su respectiva descripción para mayor entendimiento del lector. El cálculo típico se lo realizará del tramo ubicado en la Calle Q, del pozo P16-P27.

Tabla 29.

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 1-Columna N° 9.

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS		AGUAS LLUVIAS (L/S)			
CALLE	POZO N°	L M	PARC. Ha	ACUM. Ha	A*C	Tc CONCENT. min	INTENSID I mm/h	CAUDAL PLUVIAL Qp (lt/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	P16							
Q		63,85	0,410	0,410	0,211	12,000	72,110	42,248
	P26							
Q		66,54	0,479	0,889	0,457	12,571	70,670	89,776
	P27							

Elaborado por: La autora.

Tabla 30.

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 10-Columna N° 18.

POBLACIÓN		AGUAS SERVIDAS (L/S)						
PARC. hab	ACUM. hab	FACTOR M	Q DOM lt/s	Q ESP lt/s	Qmáx. lt/s	Q INF lt/s	Q CE lt/s	CAUDAL SANITARIO lt/s
10	11	12	13	14	15	16	17	18
38	38	2,66	0,053	0,000	0,141	0,041	0,082	0,264
44	83	2,66	0,115	0,000	0,305	0,089	0,178	0,572

Elaborado por: La autora.

Tabla 31.

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 19-Columna N° 21.

CAUDAL COMBINADO l/s	CAUDAL COLINDANTE EXISTENTE l/s	CAUDAL DISEÑO Qd (lt/s)
19	20	21
42,512	0,000	42,512
90,348	0,000	90,348

Elaborado por: La autora.

Tabla 32.

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 22-Columna N° 30.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS TUBERÍA					TUBERÍA LLENA			
D calcul. m	D adopt. m	J m/m	J %	n -	Ao m ²	Ro m	Vo m/s	Qo lt/s
22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,19	0,30	0,018	1,82%	0,011	0,071	0,075	2,179	154,038
0,22	0,30	0,032	3,25%	0,011	0,071	0,075	2,913	205,905

Elaborado por: La autora.

Tabla 33.

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 31-Columna N° 41.

DATOS HIDRÁULICOS										
Qd/Qo -	Vd/Vo -	Y/D -	Vd m/s	θ rad	A m ²	P M	R m	Esf. Cor. kg/m ²	CALADO Y m	FROUDE Fr -
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
0,276	0,855	0,360	1,863	2,574	0,023	0,386	0,059	1,078	0,108	1,810
0,439	0,967	0,464	2,817	2,995	0,032	0,449	0,071	2,316	0,139	2,412

Elaborado por: La autora.

Tabla 34.

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 42-Columna N° 47.

TIEMPO DE FLUJO min	DESNIVEL m	COTAS		PROFUNDIDAD	
		TERRENO msnm	PROYECTO msnm	CORTE m	SALTO m
42	43	44	45	46	47
		3010,15	3007,15	3,50	
0,571	1,16				0,00
		3009,99	3005,99	4,50	
		3009,99	3005,99	4,50	
0,394	2,16				0,00
		3007,33	3003,33	4,00	

Elaborado por: La autora.

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO

- **Columna 1: Nombre de la calle**

Se escribe el nombre de la calle acorde a sus respectivos pozos.

Para el tramo P16-P26 el nombre de la Calle es Q.

- **Columna 2: Numeración del colector**

Indica el número del pozo donde comienza y luego el número de pozo donde termina el tramo de alcantarillado.

- **Columna 3: Longitud del tramo (m)**

Longitud que existe entre los dos pozos señalados en la columna 2.

Para el tramo P16-P26 se tiene una longitud de 63.85 m.

ÁREA DE DRENAJE

- **Columna 4: Área parcial (Ha)**

Es el área cooperante del tramo que aporta en el diseño del alcantarillado.

Para el tramo P16-P26 es de 0.410 Ha.

- **Columna 5: Área acumulada (Ha)**

Es la suma de las áreas parciales que colaboran para el diseño del tramo. En tramos iniciales el área parcial será igual al área acumulada.

Para el tramo cabecera P16-P26 es de 0.410 Ha. (Inicial)

Para el tramo P26-P27 se tiene 0.889 Ha.

CAUDAL PLUVIAL

- **Columna 6: A*C**

Es el resultado del producto entre el área acumulada del tramo y el coeficiente de escorrentía ponderado que para este proyecto es de 0.57.

$$A * C = 0.410 * 0.51 = 0.211$$

- **Columna 7, 42: Tiempo de concentración (min) y tiempo de flujo (min)**

Es la suma del tiempo de ingreso a la red de alcantarillado más el tiempo de recorrido a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado.

En tramos iniciales se toma un tiempo de concentración de 12 min.

Tramo P16-P26:

$$t_c = t_i = 12 \text{ min}$$

$$t_f = \frac{L}{60 * V} = \frac{63.85}{60 * 1.864} = 0.571 \text{ min}$$

Para el tramo P26-P27 se considera la suma del valor de inicio de 12 min más el tiempo de flujo del tramo P16-P26:

$$t_c = t_i + t_f$$

$$t_c = 12 \text{ min} + 0.571 \text{ min} = 12.571 \text{ min}$$

- **Columna 8: Intensidad de lluvia (mm/h)**

Para el presente estudio se utilizará la ecuación de la estación agrometeorológica Izobamba.

$$I_{TR} = 104,44 * I_{d_{TR}} * t^{-0,434}$$

$$I_{TR} = 104,44 * 2.03 * 12^{-0,434}$$

$$I_{TR} = 72.110 \text{ mm/h}$$

- **Columna 9: Caudal pluvial (lt/s)**

$$Q_p = \frac{C * I * A}{0.36}$$

$$Q_p = \frac{72.110 * 0.211}{0.36}$$

$$Q_p = 42.248 \text{ lt/s}$$

CAUDAL SANITARIO

- **Columna 10: Población parcial (hab)**

Para su cálculo se utilizará la siguiente ecuación:

$$P = \text{Densidad poblacional} * \text{Área Parcial} \quad (\text{Ec. 33})$$

$$P = 93 * 0.416$$

$$P = 38 \text{ hab.}$$

- **Columna 11: Población acumulada (hab)**

Es la suma de la población parcial que se benefician del servicio del alcantarillado combinado.

Para el tramo cabecera P16-P26 es de 38 hab.

Para el tramo P26-P27 se tiene 83 hab.

- **Columna 12: Factor de mayoración (M ó K)**

Es el coeficiente de mayoración de caudales sanitarios, para este estudio se utilizará 2.66.

- **Columna 13: Aguas residuales domésticas (lt/s)**

Para su cálculo se utilizará la Ec. 4:

$$Q_D = \frac{dneta * P * R}{86400}$$

$$Q_D = \frac{150 * 38 * 0.8}{86400}$$

$$Q_D = 0.053 \text{ lt/s}$$

- **Columna 14: Caudal especial (lt/s)**

En este proyecto el caudal especial son las aguas residuales institucionales.

Para el tramo P16-P26 no se tiene ninguna área de aporte institucional por lo tanto no se tiene valor de caudal especial, para los tramos que si disponga se aplica la siguiente ecuación:

$$Q_{INS} = 0.4 * A \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde:

A: Área acumulada (Ha).

- **Columna 15: Caudal máximo horario de aguas residuales (lt/s)**

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_{MD} * M$$

$$Q_{MD} = Q_D + Q_{INS}$$

$$Q_{MD} = 0.053 + 0.000 = 0.053 \text{ lt/s}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 2.66 * 0.053$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 0.141 \text{ lt/s}$$

- **Columna 16: Contribuci3n por infiltraci3n (lt/s)**

$$Q_{INF} = 0.1 * A \quad (\text{Ec. 35})$$

$$Q_{INF} = 0.1 * 0.410$$

$$Q_{INF} = 0.041 \text{ lt/s}$$

Donde:

A: 1rea acumulada (Ha)

- **Columna 17: Conexiones erradas (lt/s)**

$$Q_{CE} = 0.2 * A \quad (\text{Ec. 36})$$

$$Q_{INF} = 0.2 * 0.410$$

$$Q_{INF} = 0.082 \text{ lt/s}$$

Donde:

A: 1rea acumulada (Ha).

- **Columna 18: Caudal de dise1o sanitario (lt/s)**

$$Q_{AS} = Q_{m\acute{a}x} + Q_{CE} + Q_{INF}$$

$$Q_{AS} = 0.141 + 0.041 + 0.082$$

$$Q_{AS} = 0.264 \text{ lt/s}$$

CAUDAL DE DISE1O

- **Columna 19, 20, 21: Caudal de dise1o (lt/s)**

$$Q_{DISE1O} = Q_{AS} + Q_P$$

$$Q_{DISE1O} = 0.264 + 42.512$$

$$Q_{DISE1O} = 42.512 \text{ lt/s}$$

CARACTERÍSTICA FÍSICA DE LA TUBERÍA

- **Columna 22, 23: Diámetro calculado (m)**

$$D = \left(\frac{Q * n}{J^{1/2}} \right)^{3/8} * \frac{48}{\pi^8} \quad (\text{Ec. 37})$$

$$D = \left(\frac{42.512/1000 * 0.011}{0.018^{1/2}} \right)^{3/8} * \frac{4^{5/8}}{\pi^{3/8}}$$

$$D = 0.19 \text{ m}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (l/s).

En el tramo P16-P26 se tiene un valor de diámetro de tubería calculado de 0.19 m.

Para el tramo P16-P26 se adopta un valor de diámetro comercial de 0.30 m (300 mm).

- **Columna 24, 25: Pendiente (m/m-%)**

Para el presente proyecto se adoptará como pendiente mínima 1%.

$$J = \frac{\text{Cota superior} - \text{Cota inferior}}{L} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$J = \frac{3007.15 - 3005.99}{63.85}$$

$$J = 0.01816 * 100 = 1.82\%$$

- **Columna 26: Coeficiente de rugosidad**

Se adoptado un valor de 0.011 para tuberías de PVC/PEAD/PRFV.

CONDUCTOS CIRCULARES DE SECCIÓN LLENA

- **Columna 27: Área hidráulica (m²)**

$$A_o = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$A_o = \frac{\pi * 0.3^2}{4}$$

$$A_o = 0.071 \text{ m}^2$$

- **Columna 28: Radio hidráulico (m)**

$$R_o = \frac{D}{4}$$

$$R_o = \frac{0.3}{4}$$

$$R_o = 0.075 \text{ m}$$

- **Columna 29: Velocidad (m/s)**

$$V_o = \frac{1}{n} * R^{2/3} * J^{1/2}$$

$$V_o = \frac{1}{0.011} * 0.075^{2/3} * 0.01816^{1/2}$$

$$V_o = 2.179 \text{ m/s}$$

- **Columna 30: Caudal (lt/s)**

$$Q_o = A_o * V_o$$

$$1 \text{ m}^3 = 1000 \text{ lt}$$

$$Q_o = (0.071 * 2.179) * 1000$$

$$Q_o = 154.038 \text{ lt/s}$$

DATOS HIDRÁULICOS

- **Columna 31: Relación Qd/Qo**

$$\frac{Q_d}{Q_o} = \frac{42.512}{154.038} = 0.276$$

- **Columna 32: Relación Vd/Vo**

Se utiliza el monograma de relaciones hidráulicas de una sección circular.

Con el valor de $Q_d/Q_o=0.276$ se entra a la Tabla de Relaciones Hidráulicas. Se encuentra $V_d/V_o=0.855$.

- **Columna 33: Relación Y/D**

Se utiliza el monograma de relaciones hidráulicas de una sección circular.

Del mismo modo con $Qd/Qo=0.276$, se encuentra $Y/D=0.360$.

- **Columna 34: Velocidad de diseño (m/s)**

Con la relación $Vd/Vo = 0.855$

$$Vd = 0.855 * Vo$$

$$Vd = 0.855 * 2.179$$

$$Vd = 1.863 \text{ m/s}$$

CONDUCTOS CIRCULARES DE SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA

- **Columna 35: Theta (θ) [rad]**

$$\theta = 2 * \text{arc cos} \left(1 - 2 * \frac{Y}{D} \right)$$

$$\theta = 2 * \text{arc cos}(1 - 2 * 0.360)$$

$$\theta = 2.574 \text{ rad}$$

- **Columna 36: Área hidráulica (m^2)**

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{seno } \theta)$$

$$A = \frac{0.3^2}{8} * (2.574 - \text{seno } 2.574)$$

$$A = 0.023 \text{ m}^2$$

- **Columna 37: Perímetro hidráulico (m)**

$$P = \frac{D}{2} * \theta$$

$$P = \frac{0.3}{2} * 2.574$$

$$P = 0.386 \text{ m}$$

- **Columna 38: Radio hidráulico (m)**

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{0.023}{0.386}$$

$$R = 0.059 \text{ m}$$

- **Columna 39: Esfuerzo cortante (kg/m^2)**

$$\tau = \gamma * R * J$$

$$\tau = 1000 * 0.059 * 0.01816$$

$$\tau = 1.078 \text{ kg}/\text{m}^2$$

- **Columna 40: Calado (m)**

Con la relación $Y/D=0.360$

$$Y = 0.360 * D$$

$$Y = 0.360 * 0.3$$

$$Y = 0.108 \text{ m}$$

- **Columna 41: Número de Froude**

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

$$F = \frac{1.863}{\sqrt{9.81 * 0.108}}$$

$$F = 1.810$$

$F > 1.0$ Flujo Supercrítico

- **Columna 42: Tiempo de flujo (min)**

Se describe en la columna 7.

- **Columna 43: Desnivel (m)**

$$\text{Desnivel} = L * J \quad (\text{Ec. 39})$$

$$\text{Desnivel} = 63.85 * 0.01816$$

$$\text{Desnivel} = 1.16 \text{ m}$$

- **Columna 44: Cotas de terreno**

Cota Agua Arriba: Cota de terreno al inicio del tramo = 3010.15 m.s.n.m.

Cota Agua Abajo: Cota de terreno al final del tramo = 3009.99 m.s.n.m.

- **Columna 45: Cotas del proyecto**

Cota Agua Arriba: Cota del proyecto al inicio del tramo = 3007.15 m.s.n.m.

Cota Agua Abajo: Cota del proyecto al final del tramo = 3005.99 m.s.n.m.

- **Columna 46: Profundidad de corte (m)**

Es la excavación, dato de ingreso

- **Columna 47: Salto**

Se coloca el salto que tendría la tubería, este valor se coloca si se tiene que reducir la velocidad en la tubería.

Para el tramo mencionado no hubo la necesidad de incorporar un pozo de salto.

Ver **Anexo 3**, hoja de cálculo en Excel con los valores de toda la red de alcantarillado combinado.

Ver **Anexo 16-C y D**, planos del diseño de la red de alcantarillado combinado y perfiles.

4.1.3. Análisis comparativo con el programa SewerGEMS V8i.

SewerGEMS es un programa de análisis y diseño de sistemas de drenaje urbano que bien pueden ser sanitarios, pluviales y combinados. También es un modelo multiplataforma capaz de soportar plataformas como MicroStation, AutoCAD, Stand Alone y ArcGIS. Además, ofrece dos motores de cálculo: **a)** Un motor nativo denominado Dynamic Wave y **b)** El motor de cálculo EPA-SWWM. (Gutiérrez, 2009)

Para el presente proyecto se realizó la modelación hidráulica de la red de alcantarillado combinado mediante la opción de análisis en el programa SewerGEMS V8i.

Los resultados del análisis hidráulico con su respectiva comparación con los datos obtenidos en la hoja de MS Excel se presentan en el **Anexo 4** y a continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los tramos iniciales y finales de la red.

Tabla 35.

Comparación de resultados hidráulicos del alcantarillado combinado (Excel-SewerGEMS).

Comparación Resultados	Excel			SewerGEMS			
	Buzón	Demanda	V	Y	Demanda	V	Y
-	<i>L/s</i>	<i>m/s</i>	<i>m</i>	<i>L/s</i>	<i>m/s</i>	<i>M</i>	
P1-P2	86,164	5,063	0,087	86,164	4,997	0,088	
P8-P25	179,617	7,351	0,114	182,029	7,356	0,114	
P9-P3	32,973	4,284	0,051	32,973	2,179	0,050	
P10-P4	30,795	4,080	0,048	30,795	2,055	0,049	
P11-P5	56,095	4,501	0,072	56,095	3,526	0,071	
P14-P15	36,498	3,067	0,066	36,497	2,454	0,068	
P16-P26	42,512	1,864	0,108	45,184	1,873	0,116	
P26-P27	90,348	4,423	0,139	93,878	2,826	0,146	
P27-P28	145,616	4,423	0,141	150,336	4,430	0,146	
P28-P29	741,023	7,862	0,242	702,999	7,679	0,227	
P29-P30	865,566	5,163	0,342	804,179	5,090	0,328	
P32-P33	1401,169	9,633	0,280	1328,283	9,319	0,259	

Elaborado por: La autora, a través de SewerGEMS V8i.

En el **Anexo 5**, se puede observar los perfiles de la lámina de agua en las tuberías de cada calle del barrio La Joya I determinados por el software SewerGEMS V8i.

4.2. Diseño hidráulico de estructuras complementarias

4.2.1. Separador de caudales

Los separadores de caudales son estructuras que de alguna manera ayudan en el proceso de descontaminación de las quebradas debido a que permite que el caudal de las aguas sanitarias continúe su flujo hacia una planta de tratamiento y que en caso de eventos extremos como por ejemplo lluvias excesivas, éstas tengan una descarga hacia las quebradas con la finalidad de reducir los focos infecciosos.

Estas estructuras de derivación es una gran ayuda en los sistemas combinados, además que permite ser tratado de manera eficiente las aguas residuales y pluviales logrando de esta manera una mayor funcionalidad en las plantas de tratamiento; nos ayuda con la disipación de la energía del caudal.

Los separadores de caudales más utilizados en nuestro medio de acuerdo a la factibilidad, funcionalidad y adaptabilidad son:

- vertedero lateral
- vertedero transversal
- vertedero de salto
- orificio
- sifón

En el presente proyecto para poder implementar la estructura de derivación, se añade un tramo adicional con una longitud de 7 m, procurando de esta manera reducir la velocidad para la entrada al pozo separador de caudales, con una pendiente del 5.14%.

El caudal de diseño de este tramo es la sumatoria del caudal de los tramos P25-P33 y del tramo P32-P33 dando como resultado un valor de 1597.8 l/s, del cual 11.052 l/s corresponde a un caudal sanitario que será conducido a la planta de tratamiento y 1586.7 l/s hacia el cuerpo receptor que en este caso es la quebrada Jalupana.

Para este proyecto se optó por un separador que funcione de manera semejante a un vertedero lateral de excesos, la misma que está compuesta por una cámara a la cual ingresa una tubería de 700 mm (caudal combinado) y tiene dos tuberías de salida: la una de 250 mm con la capacidad de llevar las aguas servidas hacia el tratamiento y la otra que será de igual medida a la tubería de llegada, es decir de 700 mm con la finalidad de evacuar el caudal de excesos (aguas lluvias) en dirección hacia la descarga al cuerpo receptor, quebrada Jalupana.

La cámara tiene un canal de transición que trabaja como vertedero de descarga lateral entre la tubería de entrada del caudal combinado (700 mm) y la tubería de salida del caudal sanitario (250 mm), cuya altura se determina en base a la evacuación de las aguas residuales (10 cm); mientras que el caudal de exceso que viene hacer el caudal originado por las lluvias se vierte a los costados para caer al fondo de la cámara y ser evacuado por una de las tuberías de salida (700 mm) hacia el cuerpo receptor.

En la figura 29 se presenta un esquema en planta de la estructura de derivación de acuerdo a las características mencionadas anteriormente.

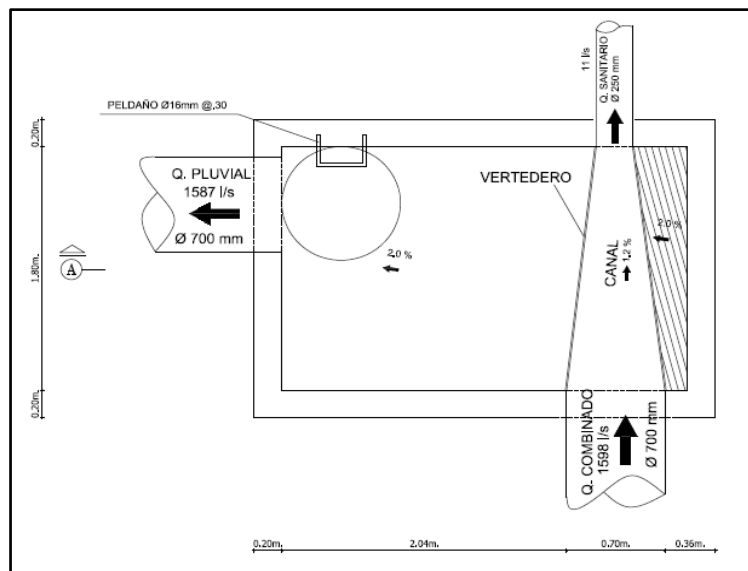


Figura 28. Separador de Caudales.

Elaborado por: La autora.

A continuación, se presenta las ecuaciones que se considera para el cálculo de la estructura de separación.

$$Q = C * B * H v^2 \quad (Ec. 40)$$

Donde:

Q: Caudal de descarga por el vertedero de excesos (m³/s).

C: Coeficiente de vertedero lateral (Bazin).

Hv: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m).

B: Ancho del vertedero (relación de 2 al canal de transición en m).

Krochin (1978) indica que el valor del coeficiente de vertedero lateral puede ser calculado con la fórmula de Bazin.

$$C = \left(1.794 + \frac{0.0133}{Hv} \right) * \left[1 + 0.55 \left(\frac{Hv}{Hv + Z} \right)^2 \right] \quad (Ec. 41)$$

Donde:

Z: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m).

Las condiciones de flujo al ingreso y salida de la estructura de separación se mantiene el mismo régimen de flujo evitando de esta manera un resalto hidráulico dentro de la misma.

En la siguiente tabla se presenta los parámetros necesarios para el cálculo hidráulico del separador de caudales.

Tabla 36.
Parámetros de cálculo para separador de caudales.

DATOS			
Caudal Combinado	Qdis	1597,798	l/s
Caudal Sanitario	Qas	11,052	l/s
Caudal Pluvial	Qp	1586,747	l/s
Diámetro tubería de ingreso al separador	D	0,700	m
Diámetro tubería de salida hacia la descarga	D	0,700	m
Diámetro tubería de salida hacia la planta de tratamiento	D	0,250	m
Tirante de agua a la salida de la tubería de ingreso	h	0,406	m
Pendiente de la tubería de ingreso	J	0,051	m/m
Pendiente del canal	J	0,012	m/m
Altura del canal	Z	0,100	m
Coeficiente de rugosidad de Manning	n	0,015	-

Elaborado por: La autora.

La tabla 38 presenta un resumen del cálculo hidráulico por tramos parciales del separador y en el **Anexo 6** se aprecia la tabla completa de los cálculos hidráulicos de la estructura de derivación.

Tabla 37.

Cálculos hidráulicos del separador de caudales.

Longitud [L]	Ancho [B]	TRANSICIÓN						CANAL			VERTEDERO			
		Caudal [Q]	Calado [H]	Área Mojada [A]	Perímetro Mojado [P]	Velocidad [V]	Froude [Fr]	Velocidad Canal [Vc]	Área Canal [Ac]	Caudal Canal [Qc]	H sobre vert. [Hv]	Coficiente Vertedero [C]	Caudal Vertido Parcial [Qv]	Caudal Vertido [ΣQv]
m	m	m ³ /s	m	m ²	m	m/s	-	m	m ²	m ³ /s	m	-	m ³ /s	m ³ /s
0,00	0,700	1,598	0,798	0,559	2,296	2,846	1,017	1,331	0,070	0,093	0,698	2,576	0,601	0,601
0,20	0,650	0,997	0,650	0,423	1,950	2,634	1,043	1,316	0,065	0,086	0,550	2,534	0,413	1,014
0,40	0,600	0,583	0,492	0,295	1,584	2,383	1,085	1,299	0,060	0,078	0,392	2,466	0,242	1,256
0,60	0,550	0,341	0,352	0,194	1,254	2,102	1,131	1,279	0,055	0,070	0,252	2,367	0,120	1,376
0,80	0,500	0,222	0,285	0,143	1,070	1,905	1,139	1,257	0,050	0,063	0,185	2,298	0,073	1,449
1,00	0,450	0,148	0,239	0,107	0,927	1,735	1,134	1,231	0,045	0,055	0,139	2,241	0,046	1,496
1,20	0,400	0,102	0,204	0,082	0,808	1,584	1,120	1,201	0,040	0,048	0,104	2,197	0,029	1,525
1,40	0,350	0,073	0,182	0,064	0,714	1,458	1,091	1,164	0,035	0,041	0,082	2,175	0,020	1,545
1,60	0,300	0,052	0,162	0,049	0,624	1,332	1,057	1,119	0,030	0,034	0,062	2,170	0,013	1,559
1,80	0,250	0,039	0,153	0,038	0,555	1,225	1,001	1,063	0,025	0,027	0,052	2,181	0,010	1,569

CONDICIONES DE FLUJO AL INGRESO Y SALIDA DEL SEPARADOR DE CAUDALES														
Sección	Diámetro [D]	Rugosidad [n]	Caudal [Q]	Sección Llena [Qo]	Pendiente [J]	Ángulo Central [θ]	Área Mojada [A]	Perímetro Mojado [P]	Radio Hidráulico [R]	Velocidad [V]	Y/D	Y	Froude [Fr]	Régimen
-	m	-	l/s	l/s	%	rad	m ²	m	m	m/s	-	m	-	-
Circular	0,700	0,011	1597,798	2482,30	5,14%	3,463	0,231	1,212	0,191	6,837	0,58	0,406	3,426	Supercrítico
Circular	0,250	0,011	28,425	198,78	8,00%	2,140	0,010	0,268	0,038	2,902	0,26	0,065	3,634	Supercrítico

Elaborado por: La autora.

La información presentada en la **tabla 38** mediante la aplicación de la ecuación de vertedero lateral (**Ec. 40**) y bajo el criterio de la fórmula de Bazin (**Ec. 41**) nos permite obtener caudales tanto de vertido como separado, cuyos valores se muestran en la tabla 37.

Tabla 38.

Resumen de caudales obtenidos mediante el cálculo hidráulico del separador.

RESUMEN DE CAUDALES	SIMB.	VALOR	UNIDAD
Caudal Sanitario	Q_{as}	11,052	<i>l/s</i>
Caudal Pluvial	Q_p	1586,747	<i>l/s</i>
Caudal de Ingreso	Q_i	1,5978	<i>m³/s</i>
Caudal vertido	Q_v	1,569	<i>m³/s</i>
Caudal Separado	Q_o	0,028	<i>m³/s</i>
Q _p ingresa al interceptor	-	17,373	<i>l/s</i>

Elaborado por: La autora.

En el **Anexo 16-E** se presenta las dimensiones de la estructura de separación de acuerdo a los cálculos hidráulicos obtenidos.

4.2.2. Estructura de descarga de agua lluvia

El diseño de las estructuras de descarga depende en gran medida de las condiciones locales en el sitio de descarga, además de tener en cuenta los aspectos ecológicos que puedan llegar a afectar el cuerpo receptor. Estas estructuras mantienen una energía cinética dentro de unos límites admisibles, con la finalidad de evitar la erosión y destrucción de la propia estructura y del cauce. (RAS-2000, pág. 188)

Las estructuras de disipación de energía según la EMAAP-Q (2009) más utilizadas en nuestro medio son:

- Pozos de caída
- Disipador de pantalla
- Pozos de bandeja
- Estructuras de caída inclinada o rápida
- Canales escalonados o caídas escalonadas
- Estructuras de entrega con canales rugosos

El presente estudio, al tener un sistema de alcantarillado combinado, se hace necesario destinar una estructura que disponga de manera adecuada las aguas lluvia. El sitio elegido para el vertido es la quebrada Jalupana, la cual tiene un cuerpo de agua permanente.

El caudal pluvial que deberá conducir la descarga es de 1586.7 l/s, por lo tanto, al analizar el sitio de descarga, las condiciones de flujo en la salida y los costos involucrados; se concluye que es necesario un dissipador de impacto al final de la tubería de descarga. Además, se preverá sobre el fondo de la quebrada un enrocado y hormigón ciclópeo garantizando de esta manera la estabilidad de la estructura y evitando la erosión del cauce de la quebrada.

El dissipador de impacto más conocido ha sido el diseñado por el U.S. Bureau of Reclamation como se indica en la figura 29, este tipo de estructura permite una velocidad máxima de 15.24 m/s y un número de Froude de 9 para evitar que exista cavitación.

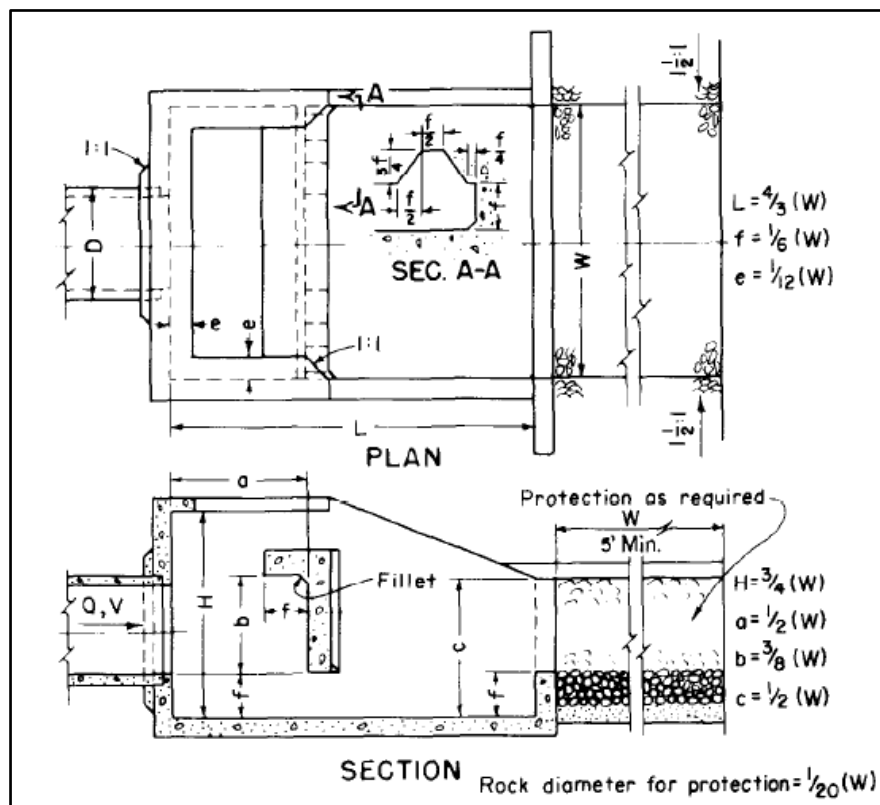


Figura 29. Dissipador de impacto del USBR.

Fuente: Design of Small Canal Structures, Bureau of Reclamation, 1978.

Para determinar las dimensiones del dissipador de impacto se emplea la figura 30 la misma que fue desarrollada por U.S Bureau of Reclamation mediante un modelo hidráulico, además de los siguientes parámetros hidráulicos: velocidad de entrada, calado y número de Froude.

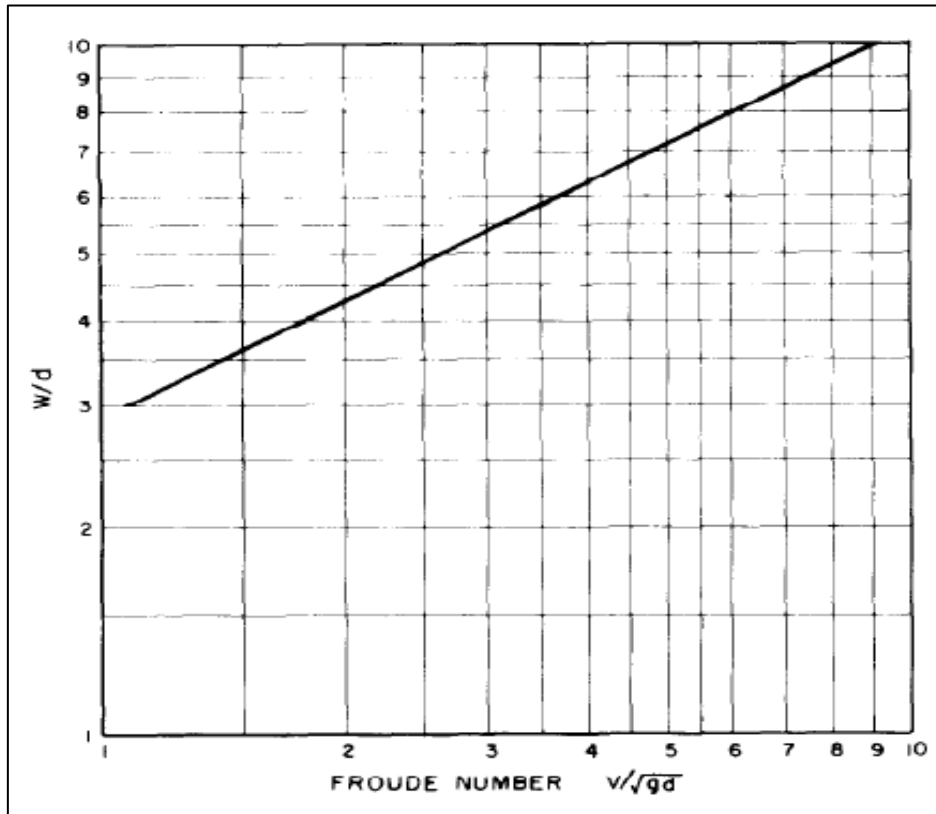


Figura 30. Ábaco para obtener la relación W/D en la estructura de impacto.
Fuente: Design of Small Canal Structures, Bureau of Reclamation, 1978.

Los parámetros hidráulicos anteriormente mencionados nos permiten encontrar el valor de W con el cual se relacionan las demás dimensiones de la estructura. Así:

$$H = 3/4 * W \quad (Ec. 42)$$

$$a = 1/2 * W \quad (Ec. 43)$$

$$b = 3/8 * W \quad (Ec. 44)$$

$$c = 1/2 * W \quad (Ec. 45)$$

$$L = 4/3 * W \quad (Ec. 46)$$

$$f = 1/6 * W \quad (Ec. 47)$$

$$e = 1/12 * W \quad (\text{Ec. 48})$$

$$\text{Rock diameter for protection} = 1/20 * W \quad (49)$$

Donde:

H: Altura de la cámara (m).

a: Distancia hacia el deflector (m).

b: Altura del deflector (m).

c: Altura del muro de salida (m).

L: Longitud de la estructura (m).

f: Diferentes alturas (deflector y estructura) (m).

e: Desfase perimetral (m).

Rock diameter protection: Tamaño de la grava para el enrocado.

d: Profundidad de flujo que ingresa a la estructura (m).

W: Ancho de la estructura (m).

La **tabla 39** presentan un resumen de los parámetros hidráulicos utilizados para el dimensionamiento del dissipador y en el **Anexo 7** se presenta la tabla completa del cálculo hidráulico por tramos de la tubería de descarga.

Tabla 39.
Parámetros hidráulicos de la tubería de descarga.

Sección	Diámetro [D]	Longitud [L]	Caudal [Q]	Y	Pendiente [J]	Velocidad [V]	Froude [Fr]	Régimen
-	m	m	l/s	m	%	m/s	-	-
Circular (Separador-Pz. Desc)	0,700	30,000	1586,74	0,259	25,5%	12,467	7,822	Supercrítico
Circular (Pz. Desc.-Dissipador)	0,700	56,000	1586,74	0,245	31,6%	13,474	8,691	Supercrítico

Elaborado por: La autora.

Con los parámetros hidráulicos determinados en la tabla anterior y la relación $W/d=9.6$ determinado mediante la figura 30, se presenta los siguientes resultados:

Tabla 40.
Dimensiones de la estructura de disipación (Tipo USBR).

Parámetros	Simbol.	V. Calc.	V. Adopt.	Unidad
Ancho	W	2,352	2,40	<i>m</i>
Longitud	L	3,136	3,10	<i>m</i>
Alturas	f	0,392	0,40	<i>m</i>
Desfase	e	0,196	0,20	<i>m</i>
Altura cámara	H	1,764	1,80	<i>m</i>
Distancia deflector	a	1,176	1,20	<i>m</i>
Altura deflector	b	0,882	0,90	<i>m</i>
Altura muro	c	1,176	1,20	<i>m</i>
	f/2	0,196	0,20	<i>m</i>
Cuña pantalla deflectora	3/4f	0,294	0,30	<i>m</i>
	f/4	0,098	0,10	<i>m</i>
Diámetro de enrocado	-	0,1176	0,12	<i>m</i>

Elaborado por: La autora.

En el **Anexo 16-E** se presenta el plano del diseño hidráulico de la estructura de disipación de impacto U.S Bureau of Reclamation.

4.2.3. Diseño de sumideros

Son estructuras que sirven para captar y conducir la escorrentía superficial que drena a través de las calles hacia la red de alcantarillado. Son también llamadas bocas de tormenta.

“La captación hidráulica de los sumideros depende de su tipo, de su ubicación, la pendiente de la calle, las características del flujo y sedimentos que lleve el agua” (Norma Chilena, 2005, pág. 37).

Por lo general los sumideros son de tres tipos como se muestra en la figura 32 y su selección depende de la topografía, eficiencia, importancia de la vía, posibilidad de acumulación y arrastre de sedimentos.

- Sumideros horizontales (rejilla)
- Sumideros laterales (ventana)
- Sumideros mixtos (rejilla-ventana)

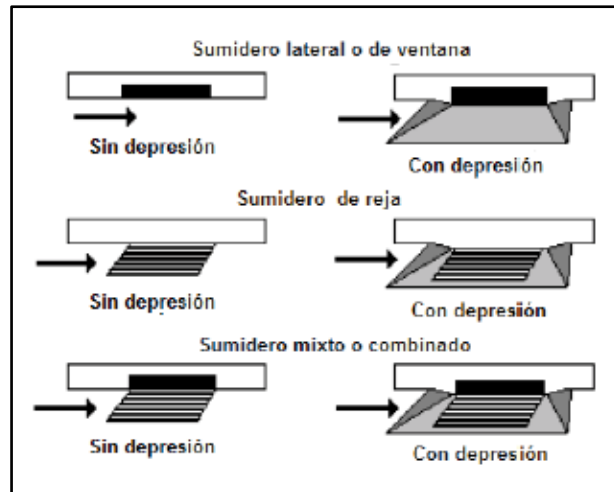


Figura 31. Tipos de sumideros.

Fuente: Reglamento Nacional NB688, 2007, pág.203.

Los sumideros deben ubicarse de acuerdo a los siguientes criterios:

- Antes de Cruces de vías y pasos peatonales.
- Puntos bajos y depresiones.
- Antes de puentes y terraplenes.
- Dependiendo de la captación de sedimentos.
- Lugares donde se reduzca la pendiente longitudinal de las calles.

El Reglamento Nacional NB688 sugiere como referencia el espaciamiento entre sumideros en función a la pendiente de la calle como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 41.
Espaciamiento entre sumideros.

Pendiente	Espaciamiento
%	m
0,4	50
0,4 a 0,6	60
0,6 a 1,0	70
1,0 a 3,0	80

Fuente: Reglamento Nacional NB688, 2007, pág.207.

4.2.3.1. *Parámetros de diseño*

RAS-2000 considera que para el diseño de los sumideros se tenga en cuenta los siguientes aspectos.

- Dimensionamiento del área efectiva de captación: características del flujo de escorrentía, zona de aproximación a la estructura y el tipo de rejilla a utilizar.
- Dimensionamiento de los conductos que conectan estas estructuras con la red de alcantarillado: diámetro mínimo de 250 mm, pendiente mínima de 2% y su longitud no debe ser mayor a 15 m. (pág.162)

4.2.3.2. *Método de cálculo*

Como paso inicial se emplea el método racional para determinar los caudales pluviales, tomando en cuenta el área aportante de cada calle, la intensidad de lluvia que para este proyecto se usa la ecuación de la estación Izobamba (**M-003**), un periodo de retorno de **5 años** de acuerdo a lo establecido en la norma Ex – IEOS para estructuras de micro drenaje, un tiempo de concentración de **12 minutos** y un coeficiente de escorrentía de **0.7** para pavimentos adoquinados.

4.2.3.2.1. *Caudal de aproximación (Q_0)*

Una vez determinado los caudales pluviales, es importante determinar la capacidad del sumidero; para esto es necesario conocer la característica de la escorrentía superficial que transporta la cuneta aguas arriba de éste.

Las cunetas son canales abiertos conformados por los bordillos y las calzadas de la vía y su capacidad hidráulica depende de su forma, pendiente y rugosidad. Por lo tanto, para un escurrimiento en un canal triangular como se observa en la **figura 32** se calcula generalmente con la ecuación de Izzard. Así:

$$Q_0 = 0.375 * \left(\frac{Z}{n}\right) * I^2 * Y_0^{\frac{8}{3}} \quad (Ec. 50)$$

Donde:

Qo: Caudal de acercamiento o de aproximación de la vía (m³/s).

Z: Inversa de la pendiente transversal de la vía.

n: Coeficiente de rugosidad.

I: Pendiente longitudinal de la vía (m/m).

Yo: Profundidad hidráulica de aproximación (m).

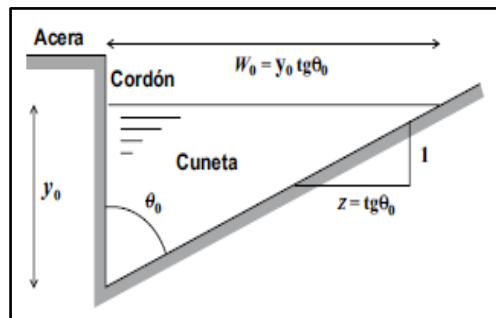


Figura 32. Cuneta triangular.

Fuente: Reglamento Nacional NB688, 2007, pág.196.

En la zona del proyecto las calles son en su mayoría de tierra y empedrado (macadam) y posteriormente se espera que posean un pavimento adoquinado, por tal motivo se realiza un promedio del coeficiente de rugosidad adoptando un valor de **0.015** para el análisis.

El ancho de inundación o ancho del espejo de agua (**T**) por recomendación no debe superar los 2.5 m y se determinar mediante la siguiente expresión.

$$T = Yo * Z \quad (Ec. 51)$$

Donde:

T: Ancho de inundación o ancho de espejo de agua (m).

Yo: Profundidad hidráulica de aproximación (m).

Z: Inversa de la pendiente transversal de la vía.

En la siguiente tabla se describen los parámetros necesarios para determinar la profundidad de flujo mediante la ecuación de Izzard. Así como también el ancho de inundación.

Tabla 42.

Parámetros hidráulicos de un canal triangular.

Calle	Pozo	Long.	Ancho Calzada	Área	Caudal Pluvial	Sx	So	Z	Z/n	Yo	T
	N°	m	m	Ha	Qo (lt/s)	m/m	m/m	-	-	m	m
B	P1-P3	90,85	5,0	0,045	6,420	0,020	0,1384	50	3333,3	0,015	0,75
	P3-P4	110,29	5,0	0,055	7,794	0,020	0,0248	50	3333,3	0,022	1,12
	P5-P4	110,65	5,0	0,055	7,819	0,020	0,0096	50	3333,3	0,027	1,34
	P6-P5	54,24	5,0	0,027	3,833	0,020	0,0146	50	3333,3	0,019	0,95
	P6-P7	60,68	5,0	0,030	4,288	0,020	0,1846	50	3333,3	0,012	0,61
	P7-P8	110,42	5,0	0,055	7,803	0,020	0,0274	50	3333,3	0,022	1,10
C	P14-P16	91,75	5,0	0,046	6,484	0,020	0,0844	50	3333,3	0,017	0,83
	P16-P17	45,78	5,0	0,023	3,235	0,020	0,1123	50	3333,3	0,012	0,61
	P17-P18	63,82	5,0	0,032	4,510	0,020	0,0545	50	3333,3	0,016	0,78
H	P27-P28	93,82	5,0	0,047	6,630	0,020	0,0577	50	3333,3	0,018	0,90
	P28-P29	112,35	5,0	0,056	7,940	0,020	0,1496	50	3333,3	0,016	0,80
	P29-P30	110,49	5,0	0,055	7,808	0,020	0,0184	50	3333,3	0,024	1,18
	P30-P31	27,65	5,0	0,014	1,954	0,020	0,0300	50	3333,3	0,013	0,64
	P31-P32	65,88	5,0	0,033	4,656	0,020	0,1445	50	3333,3	0,013	0,66
	P32-P33	15,68	5,0	0,008	1,108	0,020	0,3833	50	3333,3	0,006	0,32
E	P21-P22	51,48	5,0	0,026	3,638	0,020	0,1589	50	3333,3	0,012	0,59
	P22-P23	59,98	5,0	0,030	4,239	0,020	0,1169	50	3333,3	0,013	0,66
Hn	P9-P3	89,16	5,0	0,045	2,250	0,020	0,2369	50	3333,3	0,009	0,46
S/N	P2-P19	38,62	5,0	0,019	2,729	0,020	0,0287	50	3333,3	0,015	0,73
	P19-P15	37,12	5,0	0,019	2,623	0,020	0,0695	50	3333,3	0,012	0,61
Q	P16-P26	63,85	5,0	0,032	4,512	0,020	0,0025	50	3333,3	0,028	1,40
	P26-P27	66,54	5,0	0,033	4,702	0,020	0,0400	50	3333,3	0,017	0,85
N	P10-P4	88,78	5,0	0,044	6,274	0,020	0,2203	50	3333,3	0,014	0,68
	P4-P20	53,29	5,0	0,027	3,766	0,020	0,1291	50	3333,3	0,012	0,62
	P20-P18	46,13	5,0	0,023	3,260	0,020	0,0119	50	3333,3	0,018	0,92
	P18-P28	109,68	5,0	0,055	7,751	0,020	0,0036	50	3333,3	0,032	1,60
R	P11-P5	97,37	5,0	0,049	6,881	0,020	0,1603	50	3333,3	0,015	0,75
	P5-P24	60,45	5,0	0,030	4,272	0,020	0,2205	50	3333,3	0,012	0,59
	P24-P21	42,27	5,0	0,021	2,987	0,020	0,0180	50	3333,3	0,017	0,83
	P21-P29	106,86	5,0	0,053	7,552	0,020	0,1052	50	3333,3	0,017	0,84
S	P12-P7	85,30	5,0	0,043	6,028	0,020	0,1436	50	3333,3	0,015	0,73

	P7-P23	100,50	5,0	0,050	7,102	0,020	0,1726	50	3333,3	0,015	0,75
	P23-P30	104,70	5,0	0,052	7,399	0,020	0,0183	50	3333,3	0,023	1,16
	P13-P8	53,18	5,0	0,027	3,758	0,020	0,0158	50	3333,3	0,018	0,92
T	P8-P25	94,63	5,0	0,047	6,687	0,020	0,2674	50	3333,3	0,014	0,68
	P25-P33	29,65	5,0	0,015	2,095	0,020	0,1170	50	3333,3	0,010	0,51

Elaborado por: La autora.

4.2.3.2.2. Caudal de intercepción

Para el presente proyecto se emplean los sumideros estándar de la EPMAPS como se indica en la **figura 33** cuya sección es de 45 cm x 55 cm, con un área neta de los orificios igual al 40% del área bruta.

El caudal interceptado por un sumidero en solera de cuneta se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q_i = Cc * K * \left(1 - \frac{P}{100}\right) * L * B * (2 * g * H)^{1/2} \quad (Ec. 52)$$

Donde:

Qi: Caudal interceptado por el sumidero de rejilla (m³/s).

Cc: Coeficiente para sumideros en cunetas con depresión igual a 0.60.

K: Relación entre el área de orificios de la reja y su área total (40%).

P: Porcentaje de obstrucción de la reja por basura, valor mínimo 50%.

L: Longitud del sumidero (0.55 m).

B: Ancho del sumidero (0.45 m).

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

H: Profundidad de la cara superior de la reja respecto de la superficie del agua sobre la reja

[Yo] (m).

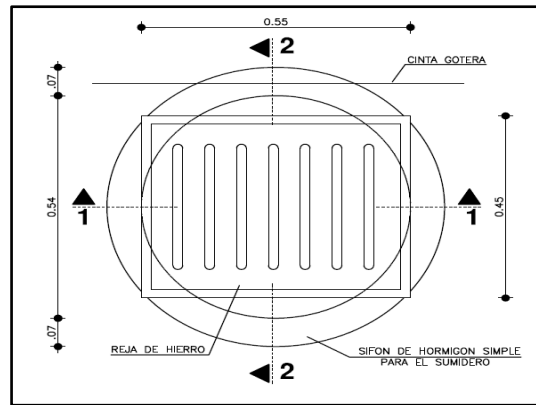


Figura 33. Sumidero estándar EPMAPS.

Elaborado por: La autora.

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante la aplicación de la **Ec. 52**, se presenta la siguiente tabla de resumen, la misma que incluye el número de sumideros para captar la escorrentía superficial en cada tramo de la vía y su eficiencia.

Tabla 43.
Caudales de intercepción.

Calle	Pozo	Caudal Pluvial	Y _o	L	B	Caudal Interc.	Caudal Pluvial	Eficiencia Qi/Qo	# sum.	
	Nº	Q _o (lt/s)	m	m	m	Qi (m3/s)	Q _o (m3/s)	-	-	
B	P1-P3	6,420	0,015	0,550	0,450	0,016	0,006	2,514	4,0	
	P3-P4	7,794	0,022	0,550	0,450	0,020	0,008	2,522	2,0	
	P5-P4	7,819	0,027	0,550	0,450	0,022	0,008	2,751	2,0	
	P6-P5	3,833	0,019	0,550	0,450	0,018	0,004	4,721	2,0	
	P6-P7	4,288	0,012	0,550	0,450	0,015	0,004	3,396	2,0	
	P7-P8	7,803	0,022	0,550	0,450	0,019	0,008	2,497	2,0	
								Σ	18	14
C	P14-P16	6,484	0,017	0,550	0,450	0,017	0,006	2,612	4,0	
	P16-P17	3,235	0,012	0,550	0,450	0,014	0,003	4,474	2,0	
	P17-P18	4,510	0,032	0,550	0,450	0,024	0,005	5,225	2,0	
								Σ	12	8
H	P27-P28	6,630	0,018	0,550	0,450	0,018	0,007	2,658	2,0	
	P28-P29	7,940	0,016	0,550	0,450	0,017	0,008	2,100	2,0	
	P29-P30	7,808	0,024	0,550	0,450	0,020	0,008	2,591	2,0	
	P30-P31	1,954	0,013	0,550	0,450	0,015	0,002	7,626	2,0	

	P31-P32	4,656	0,013	0,550	0,450	0,015	0,005	3,251	2,0	
	P32-P33	1,108	0,006	0,550	0,450	0,011	0,001	9,523	2,0	
								Σ	28	12
E	P21-P22	3,638	0,012	0,550	0,450	0,014	0,004	3,937	2,0	
	P22-P23	4,239	0,013	0,550	0,450	0,015	0,004	3,579	2,0	
								Σ	8	4
Hn	P9-P3	2,250	0,009	0,550	0,450	0,013	0,002	5,602	4,0	
								Σ	6	2
S/N	P2-P19	2,729	0,015	0,550	0,450	0,016	0,003	5,837	2,0	
	P19-P15	2,623	0,012	0,550	0,450	0,015	0,003	5,549	2,0	
								Σ	11	4
Q	P16-P26	4,512	0,028	0,550	0,450	0,022	0,005	4,876	2,0	
	P26-P27	4,702	0,017	0,550	0,450	0,017	0,005	3,637	2,0	
								Σ	9	4
N	P10-P4	6,274	0,014	0,550	0,450	0,015	0,006	2,452	2,0	
	P4-P20	3,766	0,012	0,550	0,450	0,015	0,004	3,903	2,0	
	P20-P18	3,260	0,018	0,550	0,450	0,018	0,003	5,486	2,0	
	P18-P28	7,751	0,032	0,550	0,450	0,024	0,008	3,040	2,0	
								Σ	15	8
R	P11-P5	6,881	0,015	0,550	0,450	0,016	0,007	2,344	2,0	
	P5-P24	4,272	0,012	0,550	0,450	0,014	0,004	3,350	2,0	
	P24-P21	2,987	0,017	0,550	0,450	0,017	0,003	5,668	2,0	
	P21-P29	7,552	0,017	0,550	0,450	0,017	0,008	2,261	2,0	
								Σ	14	8
S	P12-P7	6,028	0,015	0,550	0,450	0,016	0,006	2,637	2,0	
	P7-P23	7,102	0,015	0,550	0,450	0,016	0,007	2,268	2,0	
	P23-P30	7,399	0,023	0,550	0,450	0,020	0,007	2,707	2,0	
								Σ	8	6

	P13-P8	3,758	0,018	0,550	0,450	0,018	0,004	4,761	2,0
T	P8-P25	6,687	0,014	0,550	0,450	0,015	0,007	2,286	2,0
	P25-P33	2,095	0,010	0,550	0,450	0,013	0,002	6,343	2,0
								Σ 13	6

Elaborado por: La autora.

La siguiente tabla presenta un resumen del diseño de sumideros por calles.

Tabla 44.

Número de sumideros por calles.

Calle	Área Ha	Tr años	Tc min	Intensidad mm/h	Coefficiente escorrentía C	Caudal m3/s	# sumideros -
B	0,738	5	12	72,110	0,700	0,0759	14
C	0,201	5	12	72,110	0,700	0,0285	8
H	0,426	5	12	72,110	0,700	0,0602	12
E	0,111	5	12	72,110	0,700	0,0158	4
Hn	0,089	5	12	72,110	0,700	0,0045	2
S/N	0,076	5	12	72,110	0,700	0,0107	4
Q	0,130	5	12	72,110	0,700	0,0184	4
N	0,298	5	12	72,110	0,700	0,0421	8
R	0,307	5	12	72,110	0,700	0,0434	8
S	0,291	5	12	72,110	0,700	0,0411	6
T	0,177	5	12	72,110	0,700	0,0251	6

Elaborado por: La autora.

En el **Anexo 16-F** se puede observar la ubicación de los sumideros en el área de estudio.

En el **Anexo 16-G** se observa tanto el detalle del sumidero estándar y de los pozos de revisión.

CAPÍTULO V

TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

5.1. Generalidades

Las aguas residuales son producto de la actividad humana e incorporan en su composición sustancias contaminantes que provienen de viviendas, instituciones, industrias y zonas comerciales. En el pasado la evacuación de estas aguas se llevaba a cabo de la manera más sencilla realizando su vertido hacia un medio natural (cuerpo hídrico) sin tener en cuenta las desagradables condiciones que se presentaba en el lugar.

En la actualidad, la densificación de las ciudades y el crecimiento poblacional ha hecho que el estado de los cuerpos de agua modifique significativamente su ciclo natural, debido a que su capacidad de autopurificación ha sido excedida; dando como resultado contaminación del medio ambiente, degradación del equilibrio ecológico y problemas de salud. Por esta razón es necesario la instalación de un *sistema de tratamiento de aguas residuales*.

El propósito principal del tratamiento del agua residual es remover el material contaminante, orgánico e inorgánico, el cual puede estar en forma de partículas en suspensión y/o disueltas, con objeto de alcanzar una calidad de agua requerida por la normativa de descarga o por el tipo de reutilización a la que se destinará. (Noyola, Morgan y Güereca, 2013, pág. 7)

Para el presente proyecto se diseñará un sistema de tratamiento de residuos líquidos, tomando en consideración la disponibilidad de recursos económicos, la característica del agua residual en relación a la concentración de contaminantes y los criterios establecidos para descarga del efluente tratado al cuerpo de agua receptor, dando de esta manera cumplimiento a la Normativa del Estado y Secretaría de Medio Ambiente con la finalidad de reducir el impacto ambiental.

5.2. Características de las aguas servidas

Es necesario conocer las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales con el propósito de poder establecer un sistema de tratamiento adecuado.

5.2.1. Características físicas

Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad. (Metcalf & Eddy, 1995, pág. 59)

5.2.2. Características químicas

5.2.2.1. *Materia orgánica*

Están formados normalmente por combinaciones de carbono, hidrógeno, oxígenos y en determinados casos de nitrógeno. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas, hidratos de carbono, grasas, aceites y la urea. (Metcalf & Eddy, 1995, pág. 73).

La cantidad de materia orgánica en el agua se puede medir mediante los siguientes métodos:

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)
- Demanda Química de Oxígeno (DQO)
- Carbono Orgánico Total (COT)

5.2.2.2. *Materia inorgánica*

Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas como rocas y minerales; también por las aguas residuales sin tratar que a ella se descargan. Los principales constituyentes inorgánicos son el ion hidrógeno (pH), cloruros, alcalinidad, nitrógeno, fósforo, azufre y metales pesados. (Metcalf & Eddy, 1995).

5.2.3. Características biológicas

Las características biológicas de las aguas residuales están relacionadas con los organismos patógenos que provienen de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad, entre ellos tenemos: coliformes totales, coliformes fecales y salmonellas. (Metcalf & Eddy, 1995).

5.2.4. Normativa Legal

Los criterios generales para descarga de efluentes a cuerpos de agua dulce se establece en la sección 5.2.4 de la revisión y actualización del Anexo 1 del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA).

Los parámetros con sus valores límite máximo permisible se presentan en el **Anexo 8** y a continuación se presenta un resumen de las características más importantes:

Tabla 45.
Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Parámetros	Expresados como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y grasas	Sust. solubles en hexano	mg/l	30,0
Cloruros	Cl	mg/l	1000,0
Coliformes fecales	NMP	NMP/100 ml	Remoción > al 99,9%
Color real	Color real	unidades de color	Inapreciable en dilución: 1/20
Demanda Bioquímica de Oxígeno	DBO 5	mg/l	50,0
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	100,0
Material flotante	visibles		Ausencia
Nitrogeno Total Kjeldahl	N	mg/l	50,0
Potencial de hidrógeno	pH		5 ~ 9
Sólidos suspendidos totales	SST	mg/l	80,0
Sólidos totales	ST	mg/l	1600
Sulfatos	SO4	mg/l	1000
Sulfuros	S2	mg/l	0,5
Temperatura	°C		< 35

Fuente: Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA), 2010.

Para el presente proyecto la caracterización de las aguas residuales generadas en el sector de estudio se toma como referencia las efectuadas en el sistema de alcantarillado de Machachi teniendo los siguientes valores de los parámetros más importantes:

Tabla 46.
Caracterización de las aguas residuales en la zona de estudio.

Parámetros	Unidad	Valor Afluente	Límite permisible TULSMA	Cantidad a remover
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	260	50,0	210,0
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	773	100,0	673,0
Nitrógeno Total Kjeldahl	mg/l	95	50,0	45,0
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	316	80,0	236,0
Coliformes fecales	NMP/100 ml	1,6E+07 NMP/100 ml	Remoción > al 99,9%	1,60E+07

Elaborado por: La autora, a través del Plan Maestro de Alcantarillado de Machachi y Aloasí-Cantón Mejía, 2013.

Si se analiza la información presentada en la **Tabla 46** se concluye que todos los parámetros superan los valores límites permisibles de la norma (TULSMA), existiendo una cantidad significativa a remover no sólo de los parámetros DQO (81%), DBO₅ (87%), N (60%) y SST (75%) sino también de coliformes fecales, para de esta manera cumplir con el requerimiento de descarga hacia el cuerpo receptor.

5.3. Tipos de tratamiento

Los sistemas de tratamiento resultan de la combinación de operaciones físicas unitarias y los procesos químicos o biológicos unitarios con la finalidad de constituir los métodos primario, secundario y terciario, dependiendo de la calidad de agua tratada que se desea obtener.

5.3.1. Tratamiento Preliminar

Este forma parte del tratamiento primario y sirve para remover los sólidos gruesos con la finalidad de evitar problemas operacionales y de mantenimiento en el proceso. En esta etapa

no se tiene remociones significativas en DBO₅ y en SST. Las unidades que se consideran dentro de este procedimiento son:

- Rejas
- Desarenador
- Trampa de grasas
- Flotadores
- Trituradores (en ciertas ocasiones)

5.3.2. Tratamiento Primario

Son procesos de tipo físico o químico que tiene como finalidad la reducción de sólidos en suspensión utilizando la fuerza de gravedad, esto se lleva a cabo por sedimentación. Las unidades que realizan este proceso son:

- Tanque Séptico
- Tanque Imhoff
- Tanques de sedimentación primaria (pequeños y convencionales)

5.3.3. Tratamiento Secundario

En esta etapa de tratamiento se elimina la materia orgánica soluble y suspendida mediante procesos biológicos (aeróbicos o anaeróbicos) llevado a cabo por microorganismos que utilizan como nutriente a la materia orgánica.

Procesos Biológicos Aeróbicos

- Lagunas de estabilización
- Lodos activados
- Filtro percolador
- Discos biológicos rotatorios
- Filtro Sumergido Aerobio FSA
- humedales

Procesos Biológicos Anaeróbicos

- Reactor anaerobio de flujo ascendente RAFA (UASB)
- Reactor anaerobio de lecho expandido EGSB
- Reactor anaerobio de flujo a pistón RAP
- Filtro anaerobio

5.3.4. Tratamiento Terciario

Este tipo de tratamiento consiste en una serie de procesos y operaciones unitarias con el fin de eliminar contaminantes específicos (patógenos, pesticidas, etc.) que no se han eliminado por el sistema primario y secundario. Entre estos procesos se tienen:

- Coagulación-floculación
- Adsorción
- Desinfección (cloración)
- Oxidación química

5.4. Selección del tipo de tratamiento

Para la selección del tipo de tratamiento es necesario conocer las eficiencias de remoción de constituyentes en las diferentes etapas de tratamiento con la finalidad de elegir una adecuada alternativa que beneficie a la población del sector, para tal efecto se presenta la siguiente tabla:

Tabla 47.
Eficiencia mínima de remoción de constituyentes, (Porcentaje).

Unidades de Tratamiento		DBO	DQO	Sólidos Suspendidos	P	N Org	NH ₃ -N	Patógenos
Pre-tratamiento	Rejillas	desp.	desp.	desp.	desp.	desp.	desp.	desp.
	Desarenadores	0-5	0-5	0-10	desp.	desp.	desp.	desp.
Trat. Primario	Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	10~20	11~20	0	desp.
Trat. Secundario	Lodos activados (convencional)	80-95	80-95	80-90	11~25	15~20	8~15	desp.
	Filtro percol. de alta tasa, roca.	65-80	60-80	60-85	8~12	15-50	8~15	desp.

	Filtro percol. super tasa, plástico.	65-85	65-85	65-85	8~12	15-50	8~15	desp.
Trat. Anaerobio	Reactores USAB (RAFA)	65-80	60-80	60-70	30-40	-	-	desp.
	Reactores RAP	65-80	60-80	60-70	30-40	-	-	desp.
	Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	30-40	-	-	desp.
Post-Tratamiento	Lagunas de oxidación							
	Lagunas anaerobias	50-70	-	20-60	-	-	-	90-99,99
	Lagunas aireadas	80-95	-	85-95	-	-	-	90--99,99
	Lagunas facultativas	80-90	-	63-75	30	-	-	90-99,99
	Lagunas de maduración	60-80	-	85-95	-	-	-	90-99,99
Desinfección	Rayos ultravioletas	desp.	desp.	desp.	desp.	desp.	desp.	100
	Cloración	desp.	desp.	desp.	desp.	desp.	desp.	100

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento, RAS-2000.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente y tomando en consideración las condiciones del sector de estudio, se contempla como principal propuesta de tratamiento a los procesos anaerobios compuesto de rejilla, un sedimentador primario, un filtro anaerobio de flujo ascendente y un lecho de secado de lodos. Este tipo de unidades de tratamiento no requieren equipo y herramientas muy complejas; además que se puede emplear como mano de obra a los propios moradores del sector como posibles operadores de la PTAR.

5.5. Diseño de la planta de tratamiento

Para el diseño de las unidades de tratamiento se toma en consideración los siguientes criterios de diseño:

Población de diseño

La población de diseño es de **1480** habitantes proyectados para el año 2050. El desarrollo de su cálculo se encuentra en el capítulo 3. Bases de Diseño.

Caudal de diseño

La norma Ex – IEOS (1992) sugiere en el caso de sistemas nuevos el caudal medio de diseño se toma en base a la dotación de agua potable multiplicada por la población y un factor

entre 0.75 y 0.8 más los caudales de infiltración y de aportes institucionales e industriales. Sin embargo, en el caso de sistemas de aguas residuales en el que se tenga reboses de alcantarillado combinado, el dimensionamiento de los procesos de la planta se haga para condiciones por encima del caudal medio de diseño justificando adecuadamente, teniendo en consideración que las obras de llegada y preliminares se diseñan para caudal máximo horario. (pág. 334)

En el presente estudio tomando en cuenta los aspectos mencionados anteriormente y las condiciones de caudal sanitario que fueron desarrollados en el capítulo 4. para el diseño de la red de alcantarillado combinado, se obtienen los siguientes datos:

- Caudal medio de diseño (Q_{Md}) para el diseño de los procesos de la PTAR.

$$Q_{Md} = 3.949 \text{ l/s}$$

- Caudal máximo horario (Q_{mh}) para obras de llegada y tratamiento preliminares.

$$Q_{mh} = 6.268 \text{ l/s}$$

5.5.1. Rejilla de Entrada

“El primer paso en el tratamiento del agua residual consiste en la separación de los sólidos gruesos a través de rejillas de barras” (Metcalf & Eddy, 1995, pág. 509).

Para el diseño de las rejillas se toma en cuenta las recomendaciones mencionadas en la norma Ex – IEOS (1992), las mismas que se detallan a continuación:

- Barras de sección rectangular de 5 mm a 15 mm de espesor.
- Profundidad de las barras entre 30 mm y 75 mm.
- Espaciamiento entre barras de 25 mm y 50 mm.
- Velocidad a través de las barras limpias entre 0.4 m/s y 0.75 m/s.
- Velocidad del canal antes de las barras entre 0.3 m/s y 0.6 m/s; siendo 0.45 m/s la más utilizada.
- La pérdida de carga se calculará con el 50% del área obstruida. Sin embargo, Romero (2000) sugiere una pérdida de energía permisible de 15 cm.

- Ángulo de inclinación de las barras será entre 44 y 60 grados con respecto a la horizontal.

En el presente estudio se han considerado los siguientes valores de partida:

Tabla 48.
Información para el dimensionamiento de la rejilla.

Parámetro	Simbología	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q	6,268	<i>l/s</i>
Diámetro de la tubería	D	0,25	<i>m</i>
Ancho de barras	Ab	1,00	<i>cm</i>
Distancia entre barras	Db	2,50	<i>cm</i>
Velocidad acercamiento	Va	0,45	<i>m/s</i>
Altura solera-canal	Hsc	0,10	<i>m</i>
Altura de seguridad canal	Hs	0,20	<i>m</i>
Ancho canal	B	0,60	<i>m</i>
Inclinación rejas-horizontal	ϑ	60°	-

Elaborado por: La autora.

- **Área mojada del canal (A)**

Para su cálculo se ha utilizado la ecuación de continuidad (**Ec.19**).

$$A = Q/Va$$

$$A = \frac{\left(\frac{6.268}{1000}\right) m^3/s}{0.45 m/s}$$

$$A = 0.0139 m^2$$

- **Altura de la lámina de agua (Y)**

Considerando una sección rectangular para un ancho de canal de 30 cm, la altura de la lámina de agua se determina con la siguiente ecuación:

$$Y = A/b \quad (\text{Ec. 53})$$

$$Y = \frac{0.0139 m^2}{0.6 m}$$

$$Y = 0.023 m$$

- **Altura del canal (hc)**

$$hc = D + hsc + hs \quad (\text{Ec 54})$$

$$hc = 0.25 + 0.10 + 0.20$$

$$hc = 0.55 \text{ m}$$

Donde:

hsc: Altura de caída entre la solera de la tubería de entrada y el fondo del canal (m).

hs: Altura de seguridad del canal (m).

- **Longitud de la rejilla (Lr)**

$$Lr = \frac{hc}{\text{sen}(\theta)} \quad (\text{Ec. 55})$$

$$Lr = \frac{0.55 \text{ m}}{\text{sen}(60)}$$

$$Lr = 0.64 \text{ m}$$

- **Número de barras (n)**

$$(n + 1) * db + n * ab = b \quad (\text{Ec. 56})$$

$$n = 16 \text{ barras}$$

- **Área neta rejillas (An)**

Mara (2004) propone la siguiente expresión para el cálculo del área neta de rejillas.

$$An = \frac{db}{db + ab} * A \quad (\text{Ec. 57})$$

$$An = \frac{(2.5/100)m}{(2.5/100)m + (1/100)m} * 0.0139 \text{ m}^2$$

$$An = 0.0099 \text{ m}^2$$

- **Velocidad a través de la rejilla (Vr)**

$$Vr = Q/An \quad (\text{Ec. 19})$$

$$Vr = \frac{(6.268/1000)m^3/s}{0.0099 \text{ m}^2}$$

$$Vr = 0.63 \text{ m/s}$$

$$Vr < 0.75 \text{ m/s OK}$$

- **Pérdida de energía (Hf)**

Según Romero, la pérdida de energía en una rejilla limpia puede calcularse por la siguiente expresión:

$$Hf = \frac{Vr^2 - Va^2}{2 * g} * \frac{1}{0.7} \quad (Ec. 58)$$

$$Hf = \frac{0.63^2 - 0.45^2}{2 * 9.81} * \frac{1}{0.7}$$

$$Hf = 0.014 \text{ m}$$

$$Hf < 15 \text{ cm OK}$$

En resumen, las características de la rejilla serán:

- Ángulo de inclinación con respecto a la horizontal: 60°.
- Número de barras: 16 barras de 10 mm cada uno.
- Espaciamiento entre barras: 25 mm.
- La sección de la rejilla: 60 cm x 65 cm
- En cuanto al canal de acceso, se propone una sección rectangular de 60 cm x 55 cm, tomando en consideración que su longitud debe ser lo suficiente para dar cabida a la basura que se acumule en las rejillas.

5.5.2. Tanque de Sedimentación Primaria

El primer tratamiento que reciben las aguas residuales después de la fase preliminar es la sedimentación de los sólidos suspendidos, para este caso se va a realizar mediante un tanque de sedimentación primaria.

Los tanques de sedimentación primaria son aquellos que reciben las aguas residuales, generalmente antes del tratamiento biológico. Estos tanques pueden ser pequeños (sin equipo mecánico) y convencionales (equipo mecánico), su forma es rectangular y circular. (Romero, 2000, pág. 635)

En la figura 34 se puede apreciar un ejemplo de un tanque sedimentador de forma rectangular como el más utilizado en las comunidades pequeñas o zonas rurales.

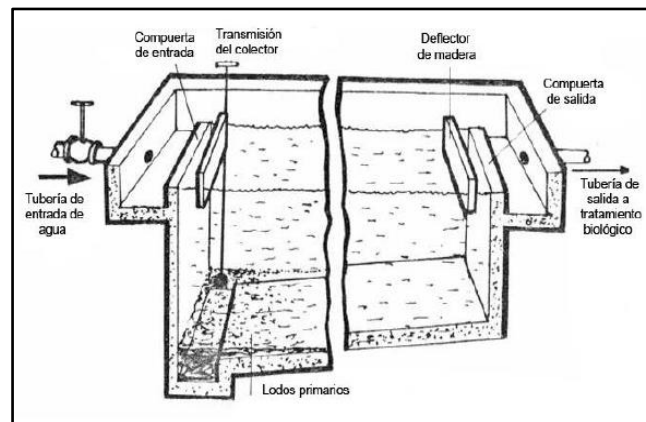


Figura 34. Tanque de sedimentación primaria rectangular.

Fuente: Biological wastewater treatment systems: theory and operation, Horan, 1990.

“La función principal de los tanques de sedimentación primaria es la reducción de la carga afluente a las unidades de tratamiento biológico, además de la eliminación de sólidos sedimentables (fango), aceite y grasas” (Metcalf & Eddy, 1995, pág. 539).

En este proyecto se diseñará un tanque de sedimentación primario de forma rectangular, bajo los siguientes parámetros de diseño sugeridos por la norma Ex – IEOS (1992):

- Cargas superficiales entre 30 m/día y 60 m/día basado en el caudal medio de diseño. Metcalf & Eddy (1995) recomienda para caudales pico cargas superficiales entre 80 y 120 m/día.
- El periodo de retención será entre 1.5 h a 2.5 h basados en el caudal medio de diseño; sin embargo, Metcalf & Eddy (1995) indica que los tiempos de detención pueden llegar a hacer de 0.5 h a 1 h cuando se han empleado como tanques de tormenta.
- La profundidad de estar entre 3 m y 3.5 m.
- La relación: largo/ancho debe estar entre 3 y 10.

Además de los parámetros mencionados anteriormente, se añade los siguientes criterios de diseño emitidos por la OPS (2005).

- La pendiente en el fondo del sedimentador debe estar entre 5% a 10%.
- La pantalla difusora debe estar ubicada entre 0.7 m y 1.2 m de la pared de entrada.

Para el diseño del sedimentador se parte de los siguientes datos informativos:

Tabla 49.
Datos informativos para el diseño del sedimentador.

Parámetro	Simbología	Valor	Unidad
Población de diseño	Pob.	1480	<i>hab</i>
Caudal total de aguas servidas neto	Qtas	3,949	<i>l/s</i>
Módulos Operando	N	1	-
Factor de Seguridad (época lluviosa)	fs	3,00	-
Caudal medio de diseño	Qmd	1023,70	<i>m³/día</i>
Carga Superficial	Cs	100,00	<i>m/día</i>
Relación: largo/ancho	L: B	3 ~ 10	-
Profundidad del tanque	H	3,50	<i>m</i>

Elaborado por: La autora.

- **Área superficial (As)**

El área superficial se calcula mediante la siguiente expresión:

$$As = Qmd/Cs \quad (Ec. 59)$$

$$As = \frac{1023.70 \text{ m}^3/\text{día}}{100 \text{ m}/\text{día}}$$

$$As = 10.24 \text{ m}^2$$

- **Ancho del tanque (B)**

Proponiendo una relación de largo/ancho de 3, se calcula el largo del tanque y posteriormente su longitud.

$$B = \sqrt{As/3} \quad (Ec. 60)$$

$$B = \sqrt{10.24 \text{ m}^2/3}$$

$$B = 1.85 \text{ m}$$

- **Longitud del tanque (L)**

$$L = 3 * B \quad (Ec. 61)$$

$$L = 3 * 1.85$$

$$L = 5.54 \text{ m}$$

- **Volumen del sedimentador (V)**

Teniendo como información la profundidad del tanque y el resultado de los dos parámetros anteriores, se procede al cálculo del volumen del sedimentador.

$$V = B * H * L \quad (\text{Ec. 62})$$

$$V = 1.85 \text{ m} * 3.50 \text{ m} * 5.54 \text{ m}$$

$$V = 35.83 \text{ m}^3$$

- **Tiempo de retención hidráulica (trh)**

Su resultado se verifica que se encuentre dentro del rango de 1.5 h a 2.5 h.

$$trh = \frac{V}{Qmd} \quad (\text{Ec. 63})$$

$$trh = \frac{35.83 \text{ m}^3}{1023.70 \text{ m}^3/\text{día}} * 24$$

$$trh = 0.84 \text{ horas}$$

$$0.5 \text{ horas} < trh < 1 \text{ hora} \quad \text{OK}$$

- **Velocidad de arrastre (Vc)**

Metcalf & Eddy (1995) considera a la velocidad de arrastre como un parámetro importante en la operación de sedimentación y viene dada por la siguiente ecuación desarrollada por Camp-Shields.

$$Vc = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{0.5} \quad (\text{Ec. 64})$$

$$Vc = \left[\frac{8 * 0.05 * (1.25 - 1) * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0.0001 \text{ m}}{0.025} \right]^{0.5}$$

$$Vc = 0.063 \text{ m/s}$$

Donde:

Vc: Velocidad de arrastre (m/s).

k: Constante de cohesión igual a 0.05.

s: Gravedad específica de las partículas (1.25).

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

d: Diámetro de las partículas (100 µm).

f: Factor de fricción Darcy-Weisbach (0.025).

- **Velocidad horizontal (Vh)**

Es uno de los parámetros que nos permite comparar con la velocidad de sedimentación, para tal efecto se determina mediante la ecuación de continuidad:

$$Vh = Qmd/At \quad (\text{Ec. 19})$$

$$Vh = \frac{1023.70 \text{ m}^3/\text{día}}{6.47 \text{ m}^2 * 86400}$$

$$Vh = 0.0018 \text{ m/s}$$

Donde:

At: Área transversal igual al producto del ancho por la profundidad (m²).

$$Vh < Vc \quad OK$$

La velocidad horizontal debe mantenerse menor a la velocidad de sedimentación, con la finalidad de que el material sedimentado no sea resuspendido.

- **Pendiente de la zona de sedimentación**

Se optó por una pendiente del 10% en el fondo de la unidad con la finalidad de facilitar el deslizamiento del sedimento.

- **Pantalla difusora**

Para el diseño de la pantalla difusora; primeramente, se determinará con la ecuación de continuidad (**Ec. 19**) el área total de los orificios para un diámetro de orificio de 0.075 m con una velocidad de paso entre los orificios de 0.1 m/s; así:

$$Ao = Qmd/Vo$$

$$Ao = 0.12 \text{ m}^2$$

Donde:

Ao: Área total de los orificios (m²).

Qmd: Caudal medio de diseño (m³/s).

Vo: Velocidad de paso entre los orificios (m/s).

Por lo tanto, el número de orificios será:

$$no = Ao/Aco \quad (Ec. 65)$$

$$no = 27$$

Donde:

no: Número de orificios.

Aco: Área de cada orificio (m²). Se determina mediante la **Ec. 23** dando un valor de 0.0044 m² para un diámetro de 0.075 m.

Ao: Área total de los orificios (m²).

La altura de la pantalla difusora se determinará mediante la siguiente expresión:

$$Hp = H - \frac{2}{5} * H \quad (Ec. 66)$$

$$Hp = 2.10 \text{ m}$$

Donde:

Hp: Altura de la pantalla difusora (m).

H: Profundidad del tanque sedimentador (m).

El número de filas de orificios (**nf**) y el número de columnas (**nc**) se determinará en base al ancho del tanque sedimentador, la altura de la pantalla difusora y el número de orificios.

$$nf = 5$$

$$nc = 6$$

Para el espaciamiento entre filas y columnas de los orificios se emplearán las siguientes fórmulas:

$$Ef = Hp/nf \quad (Ec. 67)$$

$$E_c = \frac{B - E_f * (n_c - 1)}{2} \quad (\text{Ec. 68})$$

$$E_f = 0.42 \text{ m}$$

$$E_c = 0.39 \text{ m}$$

Donde:

Ef: Espaciamiento entre filas de los orificios (m).

Hp: Altura de la pantalla difusora (m).

nf: Número de filas de los orificios.

Ec: Espaciamiento entre columnas de los orificios (m).

B: Ancho del tanque sedimentador (m).

nc: Número de columnas de los orificios.

- **Eficiencia en la remoción y calidad del efluente del sedimentador**

De acuerdo a la **Tabla 47.**, los valores de remoción escogidos en el proceso de tratamiento primario del agua residual mediante un sedimentador primario fueron:

% Escogido de remoción de Demanda Bioquímica de Oxígeno = 40%.

% Escogido de remoción de Demanda Química de Oxígeno = 40%.

% Escogido de remoción de Sólidos Suspendidos Totales = 50%.

Para el caso de Coliforme Fecales el valor mínimo de remoción fue tomando del libro de Tratamiento de Aguas Residuales de Romero Jairo (2000).

% Escogido de remoción de Coliforme Fecales= 1 ciclo de log 10.

Aplicando el porcentaje de remoción en cada uno de los parámetros presentados en la

Tabla 46, se presenta los siguientes resultados:

Tabla 50.
Calidad del efluente-Sedimentador Primario

Parámetro	Simbología	Valor Afluente	Valor Efluente	Unidad
Demanda Bioquímica de Oxígeno	DBO5	260,000	156,00	mg/l

Demanda Química de Oxígeno	DQO	773,000	463,80	mg/l
Sólidos Suspendidos Totales	SST	316,000	158,00	mg/l
Coliformes fecales	CF	16000000,000	1600000,000	cf/100 ml

Elaborado por: La autora.

5.5.3. Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)

Una de las alternativas para dar un tratamiento complementario al efluente de un tratamiento primario es el filtro anaerobio como se muestra en la figura 36. En este caso el filtro se coloca después del sedimentador primario.

El principio del FAFA es proporcionar un sustrato mediante rocas u otro material diseñado para ello, en el cual crece una capa biológica que realiza un tratamiento biológico al paso del agua en forma ascendente (el agua se suministra por abajo del tanque). (ASIA-OPS, 2005, pág. 13)

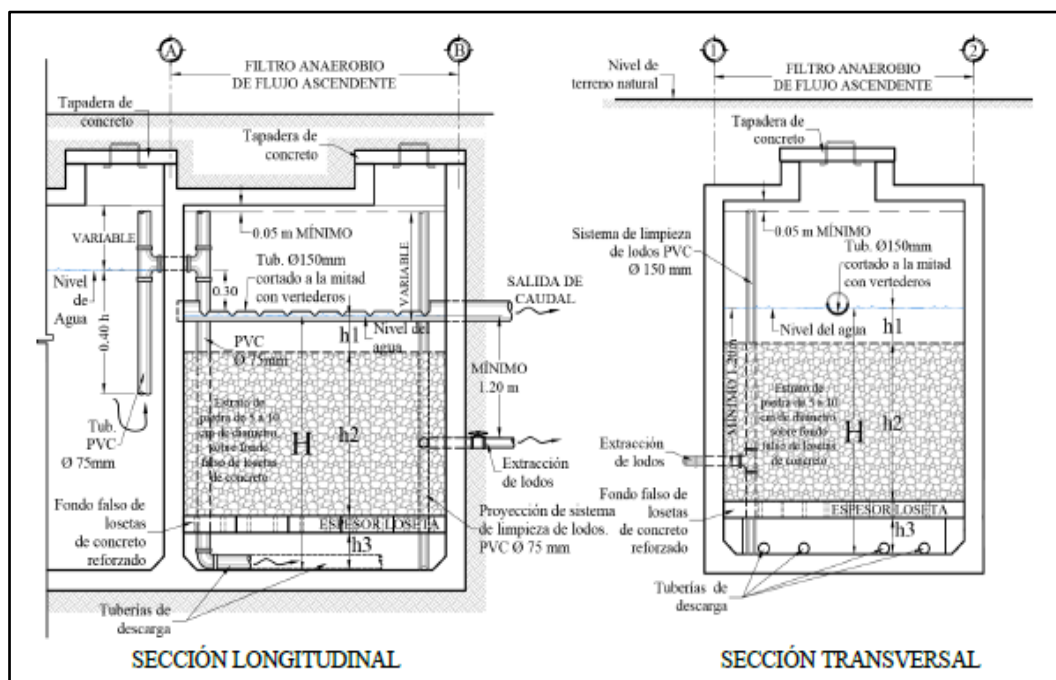


Figura 35. Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).

Fuente: ASIA-OPS, 2005, pág. 14.

La norma Ex – IEOS (1992) proporciona los siguientes parámetros de diseño para el dimensionamiento del FAFA.

Tabla 51.
Parámetros de diseño para tratamientos anaeróbicos de flujo ascendente.

Parámetro	Tipo de Carga	
	Baja	Alta
Carga hidráulica, m/d	1 ~ 4	10 ~ 40
Carga orgánica, kg DBO/(m ³ *d)	0,08 - 0,32	0,32 - 1,0
Profundidad (lecho de piedra), m	1,5 - 3,0	1,0 - 2,0
Profundidad (medio plástico), m	1,5 - 3,0	hasta 12 m
Razón de recirculación	0	1,0 - 2,0

Fuente: Ex – IEOS, 1992 pág. 375.

Para el dimensionamiento del FAFA se toma en consideración la información de la Tabla 51 más otros criterios de diseño que se mencionan a continuación:

Tabla 52.
Bases de diseño para el dimensionamiento del FAFA.

Parámetro	Simbología	Valor	Unidad
Población de diseño	Pob.	1480	<i>hab</i>
Número de módulos operando	N	1,000	-
Caudal medio de diseño	Qmd	3,949	<i>l/s</i>
Caudal de diseño	Qmd	341,234	<i>m³/día</i>
Carga orgánica volumétrica	Cv	0,300	<i>kg DBO/(m³*día)</i>
Carga orgánica del afluente DBO	S	156,00	<i>mg/l</i>
Carga orgánica del afluente DBO	S	0,1560	<i>kg DBO/m³</i>
Ancho adoptado	B	5,00	<i>m</i>
Altura de la capa de piedra bola, < 20 cm	Hpb	0,50	<i>m</i>
Altura de la capa de grava, de 5 a 7,5 cm	Hgr	1,50	<i>m</i>
Altura de seguridad	Hs	0,45	<i>m</i>
Altura del FAFA	H	3,50	<i>m</i>

Elaborado por: La autora.

- **Volumen requerido del FAFA (Vr)**

Para el volumen requerido del filtro se toma en consideración la carga orgánica del afluente proveniente del sedimentador. Así:

$$Vr = (Qmd * S)/Cv \quad (\text{Ec. 69})$$

$$Vr = \frac{341.23 \frac{m^3}{día} * 0.156 \frac{kg \text{ DBO}}{m^3}}{0.3 \frac{kg \text{ DBO}}{m^3 * día}}$$

$$Vr = 177.44 m^3$$

- **Área requerida del FAFA (Ar)**

En base a la **Ec. 62** se determina el área requerida del filtro.

$$Ar = Vr/H$$

$$Ar = 177.44 \text{ m}^3/3.5 \text{ m}$$

$$Ar = 50.70 \text{ m}^2$$

- **Longitud del FAFA (L)**

Una vez determinada el área requerida y teniendo como dato el ancho del tanque se procede al cálculo de su longitud.

$$L = Ar/B \quad (\text{Ec. 70})$$

$$L = 50.70 \text{ m}^2/5 \text{ m}$$

$$L = 10.14 \text{ m}$$

Se verifica que la relación L/B sea menor a 2.0

$$L/B = 2.03$$

El resultado anterior sobrepasa el valor de 2.0 en un porcentaje mínimo, por lo tanto, se acepta dicho valor y se continua con los cálculos hidráulicos del FAFA.

- **Carga hidráulica aplicada (Ch)**

La carga hidráulica se determina en base a su caudal de diseño y el área neta.

$$Ch = Qmd/A \quad (\text{Ec. 71})$$

$$Ch = 341.23 \text{ m}^3/\text{día}/(50.70 \text{ m}^2)$$

$$Ch = 6.73 \text{ m/día}$$

Donde:

A: Área neta (m²). Es el producto entre el ancho y su longitud y su valor es de 50.70 m².

- **Carga orgánica volumétrica (Cvol)**

La carga orgánica volumétrica se determina en base a la siguiente ecuación:

$$Cvol = (Qmd * S)/Vr \quad (\text{Ec. 72})$$

$$Cvol = (341.23 \frac{m^3}{día} * 0.156 \frac{kg\ DBO}{m^3}) / 177.44 m^3$$

$$Cvol = 0.30\ kg\ DBO / (m^3/día)$$

- **Tiempo de retención hidráulica (trh)**

Se emplea la **Ec. 63** para determinar el tiempo de retención en el FAFA.

$$trh = \frac{V}{Qmd}$$

$$trh = (177.44 m^3 / 341.23 m^3/día) * 24$$

$$trh = 12.48\ horas$$

- **Sistema de drenaje inferior**

Con la ecuación de continuidad (**Ec. 19**) y tomando un valor de velocidad de flujo de 0.30 m/s se determina el área del colector central. Así:

$$Acc = Qmd / Vcc$$

$$Acc = 0.013\ m^2$$

Donde:

Acc: Área del colector central (m²).

Qmd: Caudal medio de diseño (m³/s).

Vcc: Velocidad de flujo del colector central (m/s).

Para determinar el diámetro del colector central se emplea la siguiente expresión:

$$Dcc = (4/\pi * Acc)^{0,5} \quad (\text{Ec. 73})$$

$$Dcc = 0.129\ m \rightarrow \text{Se emplea } \emptyset\ 160\ mm$$

El caudal en cada lateral está relacionado con el caudal medio de diseño y el número de laterales.

$$Qcl = Qmd / nl \quad (\text{Ec. 74})$$

$$Qcl = 0.282\ l/s$$

Donde:

Qcl: Caudal en cada lateral (l/s).

Qmd: Caudal medio de diseño (l/s).

nl: Número de laterales. Valor adoptado en base a la longitud del FAFA y el espaciamiento entre laterales; dando como resultado 14 laterales cada 68 cm.

Utilizando nuevamente la ecuación de continuidad (**Ec. 19**) más el resultado del parámetro anterior, se calcula el área del colector central.

$$Acl = Qcl/Vcl$$

$$Acl = 0.0014 \text{ m}^2$$

Donde:

Acl: Área del colector lateral (m²).

Qcl: Caudal en cada lateral (m³/s).

Vcl: Velocidad de flujo en laterales (m/s). Se adopta un valor de 0.20 m/s.

Haciendo uso de la **Ec. 73** se obtiene el diámetro del colector lateral (**Dcl**).

$$Dcl = (4/\pi * Acl)^{0.5}$$

$$Dcl = 0.042 \text{ m} \rightarrow \text{Se emplea } \phi 50 \text{ mm}$$

El número total de orificios se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$No = Qmd/(Vo * Ao)/(1 - P) \quad (\text{Ec. 75})$$

$$No = 429 \text{ orificios}$$

Donde:

No: Número total de orificios.

Qmd: Caudal medio de diseño (l/s).

Vo: Velocidad en cada orificio (m/s). Se adopta un valor de 0.15 m/s.

Ao: Área del orificio (m²). Se determina mediante la **Ec. 23** dando un valor de 0.000127 m² para un diámetro de 0.0125 m.

No: Porcentaje de obstrucción. Se adopta un valor de 50%.

Con el resultado anterior y tomando un espaciamiento entre orificios (**Eo**) de 0.20 m se calcula el número total de laterales.

$$Ltl = No * Eo \quad (Ec. 76)$$

$$Ltl = 42.91 \text{ m}$$

Teniendo como referencia el valor anterior y el ancho del FAFA, se toma como longitud de cada lateral 4.060 m.

- **Sistema de drenaje superior (desagüe)**

De la misma forma que en el drenaje inferior, se emplea la ecuación de continuidad (**Ec. 19**) para determinar el área del colector central. Así:

$$Acc = Qmd/Vcs$$

$$Acc = 0.020 \text{ m}^2$$

Donde:

Acc: Área del colector central (m²).

Qmd: Caudal medio de diseño (m³/s).

Vcs: Velocidad de flujo del colector superior (m/s). Se adopta un valor de 0.20 m/s.

Con la **Ec. 73** se obtiene el diámetro del colector superior (**Dcs**).

$$Dcs = (4/\pi * Acc)^{0,5}$$

$$Dcl = 0.159 \text{ m} \rightarrow \text{Se emplea } \emptyset 200 \text{ mm}$$

La **Ec.75** nos permite calcular el número total de orificios.

$$No = Qmd/(Vo * Ao)/(1 - P)$$

$$No = 96 \text{ orificios}$$

Donde:

No: Número total de orificios.

Qmd: Caudal medio de diseño (l/s).

Vo: Velocidad en cada orificio (m/s). Se adopta un valor de 0.12 m/s.

Ao: Área del orificio (m²). Se determina mediante la **Ec. 23** dando un valor de 0.000491 m² para un diámetro de 0.025 m.

No: Porcentaje de obstrucción. Se adopta un valor de 30%.

Tomando un espaciamiento entre orificios (**Eo**) de 0.20 m y haciendo uso de la **Ec. 76**, se calcula la longitud del colector.

$$Ltl = No * Eo$$

$$Ltl = 9.578 m$$

- **Eficiencia en la remoción y calidad del efluente del FAFA**

De la misma forma que se realizó para el sedimentador, en base a la **Tabla 47.**, se escoge los valores de remoción para el proceso de tratamiento secundario del agua residual mediante un Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).

% Escogido de remoción de Demanda Bioquímica de Oxígeno = 65%.

% Escogido de remoción de Demanda Química de Oxígeno = 80%.

% Escogido de remoción de Sólidos Suspendidos Totales = 60%.

Para el caso de Coliforme Fecales el valor mínimo de remoción fue tomando del libro de Tratamiento de Aguas Residuales de Romero Jairo (2000).

% Escogido de remoción de Coliforme Fecales= 2 ciclo de log 10.

En esta ocasión el porcentaje de remoción será aplicado a los parámetros provenientes del sedimentador (**Tabla 46**), dando como resultado los siguientes valores:

Tabla 53.
Calidad del efluente-Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).

Parámetro	Simbología	Valor Afluyente (sedimentador)	Valor Efluente (FAFA)	Unidad
Demanda Química de Oxígeno	DBO5	156,000	54,60	mg/l
Demanda Química de Oxígeno	DQO	463,800	92,76	mg/l
Sólidos Suspendidos Totales	SST	158,000	63,20	mg/l

Coliformes fecales	CF	1600000,000	16000,000	cf/100 ml
--------------------	-----------	-------------	-----------	-----------

Elaborado por: La autora.

En base a los criterios de diseño tanto del sedimentador primario como del filtro anaerobio del flujo ascendente, se presenta el siguiente resumen:

Tabla 54.
Dimensionamiento del Sedimentador Primario.

Parámetro	Simbología	Valor Calculado	Valor Adoptado	Unidad
Longitud	L	5,54	6,00	<i>m</i>
Altura	H	3,50	3,50	<i>m</i>
Ancho	B	1,85	2,40	<i>m</i>
Pendiente en el fondo del tanque	S	10%	10%	-
Tiempo de retención hidráulica	trh	0,84	0,84	<i>horas</i>
Volumen	V	35,83	35,83	<i>m³</i>
PANTALLA DIFUSORA				
Distancia entre la entrada y la pantalla	Dp	1,15	1,15	<i>m</i>
Altura de la pantalla difusora con orificios	Hp	2,10	2,10	<i>m</i>
Diámetro del orificio	Do	0,075	0,075	<i>m</i>
Número de orificios	no	26,82	30,000	-
Espaciamiento entre filas	Ef	0,42	0,40	<i>m</i>
Espaciamiento entre columnas	Ec	0,39	0,39	<i>m</i>

Elaborado por: La autora.

Tabla 55.
Dimensionamiento del Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).

Parámetro	Simbología	Valor Calculado	Valor Adoptado	Unidad
Longitud	L	10,14	10,15	<i>m</i>
Ancho	B	5,00	5,00	<i>m</i>
Altura de la capa de piedra bola, < 20 cm	Hpb	0,50	3,50	<i>m</i>
Altura de la capa de grava, de 5 a 7,5 cm	Hgr	1,50	5,00	<i>m</i>
Altura	H	3,50	3,50	<i>m</i>

DRENAJE INFERIOR

Diámetro del colector central	Dcc	0,129	0,160	<i>m</i>
Número de laterales	nl	14,00	14,00	<i>unidades</i>
Diámetro del colector lateral	Dcl	0,042	0,050	<i>m</i>
Espaciamiento entre colectores laterales	Ecl	0,680	0,680	<i>m</i>
Diámetro del orificio	Do	0,0125	0,0125	<i>m</i>
Espaciamiento entre orificios	Eo	0,200	0,200	<i>m</i>
Longitud de cada lateral	Lcl	4,060	4,060	<i>m</i>

DRENAJE SUPERIOR (DESAGUE)

Diámetro del colector superior	Dcs	0,159	0,200	<i>m</i>
Diámetro del orificio	Do	0,0250	0,0250	<i>m</i>
Espaciamiento entre orificios	Eo	0,200	0,200	<i>m</i>
Número total de orificios	nl	95,78	96,00	-
Longitud total del colector	Lcl	9,578	9,500	<i>m</i>

Elaborado por: La autora.

En el **Anexo 16-H** se puede observar los planos del diseño del sedimentador primario y del filtro anaerobio de flujo ascendente.

El procedimiento en detalle del diseño hidráulico de las dos unidades de tratamiento se puede ver en el **Anexo 11 y 12**.

5.5.4. Lecho de secado de lodos

Uno de los problemas en el proceso de tratamiento de las aguas residuales es el tratamiento y disposición de los lodos.

El tratamiento y disposición eficiente de los lodos de una planta de tratamiento de aguas residuales requiere conocer las características de los sólidos y del lodo por procesar, así como la aptitud de los diferentes sistemas de procesamiento y la facilidad de acceso a las diferentes opciones de disposición final. (Romero, 2000, pág. 757)

En el presente proyecto al tener dos unidades de tratamiento se producen dos tipos de lodos: el lodo primario proveniente del tanque sedimentador y el lodo secundario proveniente del filtro anaerobio de flujo ascendente (tratamiento biológico).

El lodo almacenado en las dos unidades de tratamiento se extrae mediante tuberías de PVC de 75 mm con la ayuda de una bomba de achique de aguas servidas de 2 HP y dirigido hacia los lechos de secado que es la técnica más simple y económica en la deshidratación de lodos, pues este estará sobre un lecho de arena con drenes ubicados en el fondo.

Para el dimensionamiento del lecho de secado de lodos se asigna los siguientes criterios de diseño tomados de la norma Ex – IEOS (1992):

- Concentración de sólidos (**Cs**)

Para lodo primario digerido: 8% a 12% de sólidos.

Para lodo de procesos biológicos incluido lodo primario: 6% al 10% de sólidos.

Por lo tanto, para el presente proyecto se adopta una concentración de sólidos del **8%** tanto para los lodos provenientes del sedimentador como del FAFA.

- Peso específico del agua (**γ_{agua}**) = 1000 kg/m³.
- Tiempo de digestión del lodo (**td**) = 28 días, para climas fríos.
- Gravedad específica de los lodos digeridos (**ρ_{lodos}**) = 1.04 kg/ L.

Como información adicional para el diseño del lecho de secado tenemos como caudal de diseño al caudal medio (**Q_{md}**) = 3.949 L/s.

5.5.4.1. Lodos producidos en el tratamiento primario: sedimentador

- **Masa de sólidos eliminados (Msd)**

Para determinar la masa de sólidos eliminados a través del sedimentador tomamos en consideración la siguiente información:

Sólidos Suspendidos Totales = 316 mg/l (Proveniente de la Tabla 50)

Porcentaje de remoción de SST = 50% (Proveniente afluente del sedimentador)

$$Msd = Qmd * SST * \%SST \quad (Ec. 77)$$

$$Msd = (341234.3 \text{ L/día} * 316 \text{ mg/L} * (50/100))/1000000$$

$$Msd = 53.92 \text{ kg SST/día}$$

Donde:

Msd: Masa de sólidos eliminados (kg SST/día).

Qmd: Caudal medio de diseño (L/día).

SST: Sólidos suspendidos totales (mg/l).

- **Volumen de lodo diario (Vld)**

El volumen de lodo diario se determina con la siguiente ecuación:

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * Cs * \gamma_{agua}} \quad (Ec. 78)$$

$$Vld = \frac{53.92 \text{ kg SST/día}}{1.04 \text{ kg/L} * (8/100) * 1000 \text{ kg/m}^3}$$

$$Vld = 0.65 \text{ m}^3/\text{día}$$

Donde:

Vld: Volumen de lodo diario (m³/día).

Cs: Concentración de sólidos (%).

Yagua: Peso específico del agua (kg/m³)

ρ lodos: Densidad de lodos (kg/L).

- **Volumen de lodo a extraerse del tratamiento primario (Vp)**

Con el resultado del parámetro anterior, más el tiempo de digestión del lodo se determina el lodo a extraerse en el sedimentador. Así:

$$Vl = Vld * td \quad (Ec. 79)$$

$$Vl = 0.65 \text{ m}^3/\text{día} * 28 \text{ días}$$

$$Vl = 18.14 \text{ m}^3$$

Donde:

Vp: Volumen de lodo a extraerse del tratamiento primario (m³).

Vld: Volumen de lodo diario (m³/día).

td: Tiempo de digestión del lodo (día).

5.5.4.2. *Lodos producidos en el tratamiento secundario: FAFA*

Se aplica el mismo procedimiento con las mismas fórmulas que se realizó para el sedimentador con la diferencia que se toma la información proveniente del FAFA.

- **Masa de sólidos eliminados (Msd)**

Sólidos Suspendedos Totales = 158 mg/l (Proveniente de la Tabla 53)

Porcentaje de remoción de SST = 60% (Proveniente afluente del FAFA)

$$Msd = Qmd * SST * \%SST \quad (Ec. 77)$$

$$Msd = (341234.3 \text{ L/día} * 158 \text{ mg/L} * (60/100))/1000000$$

$$Msd = 32.35 \text{ kg SST/día}$$

- **Volumen de lodo diario (Vld)**

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * Cs * \gamma_{agua}} \quad (Ec. 78)$$

$$Vld = \frac{32.35 \text{ kg SST/día}}{1.04 \text{ kg/L} * (8/100) * 1000 \text{ kg/m}^3}$$

$$Vld = 0.39 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Volumen de lodo a extraerse del tratamiento secundario (Vs)**

$$Vs = Vld * td \quad (Ec. 79)$$

$$Vs = 0.39 \text{ m}^3/\text{día} * 28 \text{ días}$$

$$Vs = 10.89 \text{ m}^3$$

5.5.4.3. *Dimensionamiento del lecho de secado*

Para el dimensionamiento del lecho de secado; se iniciará calculando el volumen total de lodos extraídos de las dos unidades de tratamiento.

$$Vt = Vp + Vs \quad (\text{Ec. 80})$$

$$Vt = 29.03 \text{ m}^3$$

Donde:

Vt: Volumen total de lodos a extraerse de las unidades de tratamiento (m^3).

Vp: Volumen de lodo a extraerse del tratamiento primario (m^3).

Vs: Volumen de lodo a extraerse del tratamiento secundario (m^3).

Para el presente proyecto se dispondrá de dos unidades en paralelo, con una altura de la lámina de lodos de 0.40 m. El área mínima requerida por unidad se determinará mediante la siguiente expresión:

$$A = Vt/(h * N) \quad (\text{Ec. 81})$$

$$A = 36.29 \text{ m}^2$$

Donde:

A: Área mínima requerida por unida (m^2).

Vt: Volumen total de lodos a extraerse de las unidades de tratamiento (m^3).

h: Altura de la lámina de lodos (m).

N: Número de unidades en paralelo.

La geometría de los lechos de secado será rectangular, por lo que se adopta una longitud de 7.0 m.

$$B = A/L \quad (\text{Ec. 82})$$

$$B = 5.18 \text{ m}$$

Donde:

B: Ancho del lecho de secado (m).

A: Área mínima requerida por unida (m^2).

L: Longitud del lecho de secado (m).

A continuación, se verifica la relación $L/B < 1.50$

$$L/B = 1.35 < 1.50 \quad \mathbf{OK}$$

Las características del material granular que servirá de medio de soporte para el lecho de secado son:

- Altura de 20 cm de espesor del estrato de grava graduada entre 15 mm y 25 mm.
- Capa de 20 cm de espesor formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante (arena de 1.5 mm a 2.5 mm).
- Tubería de 110 mm perforada (drenes) colocado debajo de la grava en una pequeña zanja.
- La pendiente del fondo de lecho hacia el canal de drenaje será de 1.5%.

Se presenta el detalle del corte del lecho de secados de lodos en el **Anexo 16-I**, y el desarrollo de sus cálculos se presentan en el **Anexo 13**.

5.5.5. Descarga al cuerpo receptor

El vertido de las aguas residuales tratadas del barrio La Joya I, se lo realizará en la quebrada Jalupana, misma que nace de los páramos del Atacazo, baja por dos quebradas de menor magnitud, Chorrera y Sabache, corriendo a la margen del límite con la parroquia de Tambillo, tiene un ancho de 2.3 m y una profundidad máxima de 1 m en la zona de descarga. Además, de acuerdo a la información proporcionada por los moradores del sector, el agua de esta quebrada no es utilizada para riego en aguas abajo.

El agua tratada será conducida a través de una tubería de PVC de 200 mm dirigido hacia la estructura de descarga (muro de ala) la misma que presenta las siguientes medidas: 1.10 m x 1.42 m x 1.20 m, para un caudal de tratamiento de 11.042 l/s. Se preverá en el fondo de la quebrada un enrocado y hormigón ciclópeo.

CAPÍTULO VI

EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

6.1. Antecedentes

Los servicios de alcantarillado cumplen una misión especial en el proceso de desarrollo y son elemento esencial para garantizar las condiciones de salud y de bienestar de la población; al igual que servirá para proteger y conservar el medio ambiente, en especial evitando que las aguas residuales sean desalojadas en lugares que puedan afectar al cuerpo receptor.

El presente análisis es un proceso en el que se da respuesta a lo que se debe hacer antes, durante y después del impacto e incluye un conjunto de medidas con la finalidad de reducir los daños que pueden ocurrir durante la concepción, ejecución y operación de las unidades, mitigando sus acciones y garantizando las condiciones de saneamiento básico.

6.2. Descripción del proyecto

De acuerdo a la evaluación realizada del sistema existente la cobertura del mismo no llega a toda el área del proyecto, además que es una red sanitaria antigua que en su mayoría está destruida. Por otro lado, la disposición de las aguas servidas no tiene ningún tratamiento y se descarga directamente en el curso de agua.

En consideración de las necesidades básicas de la población afectada tanto en el ámbito sanitario como ambiental, se ha previsto la implementación de un sistema de alcantarillado combinado.

Las unidades que conforman el nuevo sistema de alcantarillado son:

- **Red de alcantarillado combinado:** los colectores tendrán diferentes dimensiones de acuerdo a las áreas de aportación de caudales de aguas lluvias y las aportaciones de aguas servidas, el material a emplearse dependerá de las condiciones topográficas de la zona de estudio.

- **Separador de caudales:** estructura que nos permite separar caudales pluviales y sanitarios con el propósito de direccionar el agua lluvia a la quebrada Jalupana y las aguas sanitarias hacia el sistema de tratamiento de aguas servidas.
- **Tratamiento de aguas servidas:** el tratamiento estará compuesto básicamente por tratamiento primario y secundario, es decir por sedimentador, un filtro biológico y por un sistema de secado de lodos.
- **Recolección de aguas lluvias:** en este proyecto se hará mediante la construcción de sumideros.

Es importante mencionar que el presente proyecto no tiene ninguna influencia dentro de áreas naturales y protegidas, tampoco es un área con especies en peligro de extinción; por lo que el proyecto desde el punto de vista ambiental mejorará las condiciones de salubridad del sector y prestará mejores servicios para su desarrollo.

6.3. Diagnóstico ambiental del sector

6.3.1. Medio Físico

6.3.1.1. Clima

El clima predominante es templado húmedo, con una pluviosidad media anual de 1000 a 1600 mm. La temperatura media oscila entre los 11°C y 12.4°C con una humedad relativa del 79%.

6.3.1.2. Suelo

El área de influencia de la zona del proyecto es agrícola residencial, pero en el futuro se espera que el suelo sea ocupado con viviendas unifamiliares y cultivos de subsistencia.

6.3.1.3. Recursos hídricos

En la zona de estudio existe principalmente la quebrada Jalupana que es donde se hará la respectiva descarga; ésta quebrada en conjunto con la quebrada Llullugchas forman parte del

río San Pedro que es la microcuenca de la parroquia Cutuglagua y a su vez es la subcuenca del río Guayllabamba.

6.3.1.4. Aire

El sector de estudio no dispone de información sobre la calidad de aire, sin embargo, en forma cualitativa se puede decir que el área del proyecto presenta índices bajos de contaminación del aire, por tener poco movimiento de tráfico vehicular. Además, que no existe presencia de industrias y que la mayor actividad económica gira en torno al trabajo en la ciudad de Quito.

6.3.2. Medio Biótico

6.3.2.1. Flora

La flora existente en los diferentes sectores del proyecto está compuesta por la presencia de cultivos de ciclo corto, pastizales y árboles plantados utilizados como cercas divisorias de terrenos. En cuanto al área destinada para la descarga está cubierta por vegetación de tipo arbustiva y hierba común.

Entre las especies que se encuentran en el área de influencia del proyecto son: maíz, papas, hortalizas, ciprés, eucalipto, pino, chilca y sigzes.

6.3.2.2. Fauna

Se caracteriza por especies que viven en los alrededores de la zona del proyecto entre ellas se encuentran las siguientes:

- Aves: paloma, golondrina, colibrí, etc.
- Mamíferos: Perros domésticos, gatos, chanchos, vacas, gallos, gallinas, ratón, rata, etc.
- Reptiles: Lagartija
- Insectos: Abeja, mosca, zancudo, mariposa, saltamontes, cucaracha, etc.

6.3.3. Medio Socio-Económico

La comunidad que se encuentra en la zona de estudio se dedica a trabajar en el mismo lugar, en la agricultura de subsistencia, otra parte de la población activa trabaja en la ciudad de Quito, por su cercanía, o en las parroquias o barrios aledaños como empleados, jornaleros, etc., la población estudiantil escolar la mayor parte asiste a la institución educativa 4 de Noviembre ubicado en el mismo sector y en casos excepcionales asisten a instituciones educativas de Quito y Machachi.

El barrio dispone de servicio eléctrico las 24 horas del día a través de la Empresa Eléctrica de Quito, cuenta con servicio de agua potable la misma que es captada a través de vertientes ubicadas en el sector del INIAP.

La zona está conectada con la ciudad de Quito y con la cabecera cantonal Machachi a través de la Panamericana Sur, la población se moviliza por las diferentes cooperativas de transporte interprovinciales, intercantonales e interparroquiales que circulan por la misma.

En cuanto a la trama vial en la actualidad el área del proyecto presenta vías de tercer orden cuya capa de rodadura es de empedrado y de tierra.

6.4. Identificación de impactos ambientales

Para identificar los impactos ambientales que ocasionará la implementación de las obras de alcantarillado combinado para el sector La Joya I, se ha seleccionado el método de Leopold, como mecanismo de amplio uso y aceptado para la evaluación ambiental.

El método de Leopold se basa en una matriz integrada por acciones que pueden alterar al medio ambiente en el que se presenta los principales factores involucrados en el proyecto sean estos físicos, bióticos o socio-económicos.

En las siguientes tablas se describen los componentes ambientales y las actividades en las diferentes etapas del proyecto.

Tabla 56.
Componentes ambientales.

Medio	Componente	Elemento	Designación
Físicos	Suelo	Calidad del suelo	C1
	Agua	Agua superficial (quebrada)	C2
		Riesgos naturales (inundaciones)	C3
	Aire	Calidad del aire	C4
		Ruido y vibración	C5
Bióticos	Flora	Vegetación nativa	C6
	Fauna	Terrestre-área	C7
Socio-Económicos	Económico	Empleo	C8
	Servicios	Servicios básicos	C9
		Salud	C10
	Sociales	Calidad de vida	C11
		Tránsito vehicular	C12
	Comunicación	Tránsito peatonal	C13
		Culturales	Estética y paisaje

Elaborado por: La autora.

Tabla 57.
Acciones representativas en la etapa de construcción, operación, mantenimiento y cierre.

Etapa de Construcción	Designación
Instalaciones Provisionales	A1
Trabajos topográficos y nivelación	A2
Limpieza y excavación de zanjas	A3
Tendido de tubería y relleno de zanjas	A4
Construcción de pozos y sumideros	A5
Reparación de calles	A6
Construcción de las estructuras (PTAR y descarga)	A7
Transporte de materiales, equipo y maquinaria	A8
Depósito de materiales	A9
Preparación de materiales	A10
Mantenimiento de maquinaria y equipo	A11
Colocación y siembra de plantas	A12
Presencia y actividades del personal	A13
Etapa de Operación y Mantenimiento	Designación
Presencia y mantenimiento de la red de alcantarillado	A14
Operación de los sistemas de tratamiento de aguas servidas	A15
Mantenimiento de los sistemas de tratamiento	A16
Manejo de los lodos de los sistemas de tratamiento	A17
Descarga del efluente tratado a la quebrada	A18
Etapa de Cierre y Abandono	Designación
Desmantelamiento de instalaciones provisionales	A19
Limpieza general	A20
Retiro de equipos y maquinaria	A21

Elaborado por: La autora.

Los factores ambientales analizados en las diferentes etapas del proyecto y que tienen relevancia en el área de estudio, se exponen directamente en la matriz de identificación de impactos ambientales presentado en la tabla 58, mientras que su evaluación cualitativa se muestra en la tabla 59.

Tabla 58.
Matriz de identificación de impactos ambientales.

Componentes Ambientales	Desig.	Construcción												O y M					Cierre				
		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17	A18	A19	A20	A21	
Físico	C1	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	C2	x		x	x	x	x		x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	C3	x			x	x		x		x	x				x	x	x	x	x	x	x	x	
	C4	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x						x	x	x	x	x	
	C5	x		x	x	x	x	x	x			x		x	x	x	x			x	x	x	
Biótico	C6	x	x			x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
	C7			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x		x	x	
Socio-económico	C8	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			x	x	
	C9	x		x	x	x	x	x		x	x			x	x	x	x			x	x	x	
	C10			x	x	x		x	x		x			x	x	x	x	x	x			x	x
	C11	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	C12		x	x	x	x	x		x	x	x	x		x	x							x	x
	C13	x		x	x	x	x		x	x	x										x	x	x
	C14	x		x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

Elaborado por: La autora.

Tabla 59.
Matriz Causa Efecto-Valoración cualitativa de impactos ambientales.

Componentes Ambientales	Desig.	Construcción												O y M					Cierre			P(+)	N(-)	
		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17	A18	A19	A20			A21
Físico	C1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	1	-1	-1	1	-1	1	1	1	1	10	11
	C2	-1		-1	-1	-1	-1	-1		-1	-1		1	1	1	-1	-1	-1	1	1	-1		5	12
	C3	-1			-1	-1		-1		-1	-1				1	1	1	-1	1	1	-1		5	8
	C4	-1		-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1					-1	1	-1	-1		2	13
	C5	-1		-1	-1	-1	-1	-1	-1			-1		-1	-1	-1		-1	-1	-1	-1		0	16
Biótico	C6	-1	-1				-1	-1	-1	-1	-1		1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	6	11
	C7			-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	-1	-1	1		1	1		5	12
Socio-económico	C8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1			19	0
	C9	-1		-1	-1	-1	1	-1		-1	-1	1		1	-1	1	-1		1	1	1	1	8	9
	C10			-1	-1	-1		1	-1		1			1	-1	-1	-1	-1	1		-1	1	5	9
	C11	-1		-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1		1	-1	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	4	15
	C12		-1	-1	-1	-1	1		-1	-1	-1	-1		-1	-1						-1	-1	1	12
	C13	-1		-1	-1	-1	1		-1	-1	-1									-1	-1	-1	1	10
	C14	-1		-1	-1	-1	1	1	-1	-1	-1		1	1	1	1	1	-1	1	1	1	1	11	8
Positivos (+)		1	2	1	1	1	5	4	1	2	3	4	7	8	4	4	4	1	9	8	6	6	82	
Negativos (-)		10	2	11	12	12	7	8	10	10	10	4	0	3	8	7	7	8	2	3	8	4		146

Número de Impactos Positivos (+)	82	36%
Número de Impactos Negativos (-)	146	64%

Elaborado por: La autora.

De la información presentada en la matriz de causa y efecto-valoración de impactos ambientales se concluye que los impactos negativos superan con un **64%** a los impactos positivos (**36%**); estos resultados nos ayudan para tomar medidas de mitigación con la finalidad de asegurar la buena calidad del sistema de alcantarillado.

6.4.1. Valoración de los impactos ambientales

La metodología aplicada para determinar la valoración de los impactos ambientales en este estudio es la de criterios relevantes integrados, basada en Buroz (1994) quién evalúa el impacto ambiental en función de las siguientes variables:

6.4.1.1. Intensidad (I)

Es la gravedad con que se manifiesta el cambio por las acciones realizadas en las diferentes etapas del proyecto, cuya valoración se aprecia en la tabla 60.

Tabla 60.
Escala de valoración de la intensidad del impacto.

Intensidad	Descripción	Valor
Baja	El grado de alteración es pequeño y la condición original de la componente se mantiene.	1
Media	El grado de alteración implica cambios notorios respecto a su condición original.	5
Alta	El grado de alteración de su condición original es significativo.	10

Fuente: Métodos de evaluación de impactos, Buroz, 1994.

6.4.1.2. Extensión (E)

Es el tamaño de la superficie afectada por las actividades realizadas en el proyecto.

Tabla 61.
Escala de valoración de la extensión del impacto.

Extensión	Descripción	Valor
Puntual	Su efecto se verifica dentro del área en que se localiza la fuente de impacto.	1
Local		5

	Su efecto es fuera del área en que se ubica la fuente de impacto, pero dentro del territorio del proyecto.	
Extenso	Su efecto abarca el territorio que se encuentra fuera de la propiedad del proyecto.	10

Fuente: Métodos de evaluación de impactos, Buroz, 1994.

6.4.1.3. Duración (D)

Es el periodo de tiempo que dura la afectación sobre el componente ambiental.

Tabla 62.
Escala de valoración de la duración del impacto.

Duración	Plazo	Valor
> a 10 años	Largo	1
5 a 10 años	Mediano	5
< a 5 años	Corto	10

Fuente: Métodos de evaluación de impactos, Buroz, 1994.

6.4.1.4. Magnitud (Ma)

Es la asignación de un valor numérico, que se determina mediante la siguiente ecuación tomada de Buroz, 1994:

$$Ma = C * [(I * Wi) + (E * We) + (D * Wd)] \quad (Ec. 83)$$

Donde:

C: Carácter (positiva o negativa).

I: Intensidad.

E: Extensión.

D: Duración.

Wi: Coeficiente de peso de la Intensidad.

We: Coeficiente de peso de la Extensión.

Wd: Coeficiente de peso de la Duración.

Los valores de coeficiente de peso se asignan tomando en cuenta la incidencia de la variable sobre la magnitud del impacto, cuyo valor individual es inferior a 1. La suma de los tres coeficientes debe ser siempre igual a 1.

En el presente estudio tomando en cuenta que la sumatoria de las variables: intensidad, extensión y duración corresponden el 100% de la valoración de la magnitud, se determina los siguientes valores de coeficiente de peso:

Coeficiente de Peso de la Intensidad (**Wi**) = **0.4**

Coeficiente de Peso de la Extensión (**We**) = **0.4**

Coeficiente de Peso de la Duración (**Wd**) = **0.2**

6.4.1.5. Reversibilidad (R)

Es la capacidad del sistema de volver a sus condiciones originales una vez que se culminen las actividades realizadas en el proyecto, sus valores se presentan en la tabla 63.

Tabla 63.
Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos.

Reversibilidad	Descripción	Valor
Baja	Irrecuperable.	10
Media	Impacto reversible a largo y mediano plazo.	5
Alta	Impacto reversible de forma inmediata o a corto plazo.	1

Fuente: Métodos de evaluación de impactos, Buroz, 1994.

6.4.1.6. Riesgo (Ri)

En la tabla 64 se presenta los valores de la probabilidad de ocurrencia del efecto sobre componente ambiental.

Tabla 64.
Escala de valoración de la probabilidad de ocurrencia del impacto.

Riesgo	Probabilidad	Valor
> 50%	Alta	1
10% y 50%	Media	5
< 10%	Baja	10

Fuente: Métodos de evaluación de impactos, Buroz, 1994.

6.4.1.7. Valor del índice ambiental (VIA)

Es el valor que relaciona la magnitud, la reversibilidad y el riesgo; se determina mediante la siguiente ecuación tomada de Buroz, 1994:

$$VIA = R^{Wr} * Ri^{Wri} * |Ma|^{Wm} \text{ (Ec. 84)}$$

Donde:

R: Reversibilidad.

Ri: Riesgo.

Ma: Magnitud.

Wr: Coeficiente de peso de la Reversibilidad.

Wri: Coeficiente de peso del Riesgo.

Wm: Coeficiente de peso de la Magnitud.

Tomando en cuenta los criterios mencionados anteriormente sobre los coeficientes de peso, en este caso se toman los siguientes valores:

Coeficiente de Peso de la Reversibilidad (**Wr**) = **0.3**

Coeficiente de Peso del Riesgo (**Wri**) = **0.2**

Coeficiente de Peso de la Magnitud (**Wm**) = **0.5**

La tabla 65 presenta la valoración del índice ambiental agrupados por rango de valores para tener mayor entendimiento de la significatividad del impacto que puede ocasionarse en las diferentes etapas del proyecto.

Tabla 65.
Escala de significatividad de los impactos evaluados.

VIA	Significatividad del impacto
< 2,0	No significativo
2,0 ~ 4,0	Poco significativo
4,0 ~ 6,0	Medianamente significativo
6,0 ~ 8,0	Significativo
> 8,0	Muy significativo

Fuente: Métodos de evaluación de impactos, Buroz, 1994.

La valoración del índice ambiental obtenida mediante la **Ec. 84** para cada una de las etapas del proyecto se presenta en la correspondiente matriz de Leopold, las mismas que se muestran en las tablas 66 y 67.

Simbología:

Ma	
	VIA

Tabla 66.

Matriz de evaluación de impactos ambientales en la etapa de construcción.

Componentes Ambientales	Desig.	Construcción													
		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	
Físico	C1	-3	3	-6	-6	-6	-6	-5	-4	3	3	3	6	3	
		3	3	6	6	6	6	7	3	3	3	3	4	3	
	C2	-4		-6	-8	-6	-4	-3		-4	-4		6	3	
		3		4	4	4	3	3		3	3		4	3	
	C3	-4			-4	-4			-3		-3	-3			
3				3	3			3		3	2				
C4	-3		-8	-6	-6	-6	-6	-6	-4	-4	-3				
	3		4	4	4	4	4	4	4	3	3				
C5	-3		-4	-6	-6	-6	-6	-6				-3		-4	
	3		3	4	4	4	4	4	4			3		3	
Biótico	C6	-3	-3					-4	-6	-3	-3	-3		6	4
		3	3					3	8	3	3	3		4	3
C7			-4	-4	-6	-3	-3	-4	-3	-3	3	3	3	-3	
			3	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Socio-económico	C8	4	3	6	4	6	6	4	3	3	3	3	4	-4	
		3	3	4	3	4	4	3	3	3	3	3	3	3	
	C9	-3		-4	-4	-4	4	-3		-3	-3	3		3	
		3		3	3	3	3	3		3	3	3		3	
	C10			-6	-6	-4		3	-3		3			3	
				4	4	3		3	3		3			3	
	C11	-3		-8	-6	-6	-6	4	-6	-4	-4	-3		3	
		3		4	4	4	4	3	4	3	3	3		3	
C12			-8	-8	-6	8		-6	-4	-6	-3		-3		
			4	4	4	4		4	3	4	3		3		
C13	-3		-8	-8	-4	8		-6	-4	-6					
	3		4	4	3	4		4	3	4					
C14	-3	-3	-8	-8	-6	8	6	-6	-4	-4		6	3		
	3	3	4	4	6	4	4	4	4	3	3	4	3		

Elaborado por: La autora.

Tabla 67.

Matriz de evaluación de impactos ambientales en la etapa de operación, mantenimiento y cierre.

Componentes Ambientales			Desig.	Operación y Mantenimiento					Cierre		
				A14	A15	A16	A17	A18	A19	A20	A21
Físico	Suelo	Calidad del suelo	C1	-6	-4	3	-4	-4	4	6	10
				8	3	3	3	5	3	4	5
	Agua	Agua superficial	C2	3	-3	-3	-4	4	4	-6	

					3	3	3	3	3	3	3	4		
		Cuerpo receptor (quebrada)	C3	6	5	4	-4	4	4	-6				
				4	3	3	3	3	3	4				
	Aire	Calidad del aire (polvo)	C4				-4	4	-4	-6				
								3	3	3	4			
		Ruido y vibración	C5	-3	-3	-4		-4	-4	-6	10			
				3	4	3			3	3	4	5		
Biótico	Flora	Vegetación nativa	C6	-3	-5	-3	-4	4	4	6	5			
				3	3	3	3	3	3	4	4			
	Fauna	Terrestre-área	C7	-4	-3	-3		4		6	1			
				3	3	3			3		4	2		
Socio-económico	Económico	Empleo	C8	4	3	4	4		4	4				
				3	3	3	3			3	3			
	Servicios	Servicios básicos	C9	-4	3	-3		3	3	3	1			
				3	3	3			3	3	3	2		
	Sociales	Salud	C10	-8	-4	-6	-4	4			-6	10		
					4	3	4	3	3			4	5	
		Calidad de vida	C11	-8	-6	-6	-4	4	6	-6	10			
					4	6	4	3	3	4	4	5		
Comunicación	Tránsito vehicular	C12	-6							-6	10			
				4							4	5		
	Tránsito peatonal	C13							-6	-6	10			
										4	4	5		
	Culturales	Estética y paisaje	C14	8	6	6	-4	4	6	6	10			
				7	4	4	3	3		4	4	5		

Elaborado por: La autora.

El procedimiento de cálculo para determinar la Magnitud y el VIA se presenta en el **Anexo 14.**

6.5. Plan de Manejo Ambiental

Con la finalidad de contrarrestar los aspectos que dan origen a la presencia de impactos negativos en el sistema de alcantarillado en la fase de construcción, operación y mantenimiento se plantea las siguientes medidas de mitigación.

6.5.1. Medidas de mitigación ambiental

6.5.1.1. Previo inicio de obras

- Visita a la zona de estudio por parte de la institución promotora con el fin de conocer el sentir de los moradores respecto a la construcción del nuevo sistema de alcantarillado.
- Realización de mingas, con el propósito de enseñar a la comunidad a valorizar al sistema y por ende en el futuro se contará con una adecuada colaboración en el mantenimiento y conservación del mismo.

6.5.1.2. Durante la construcción del sistema

- Se deberá ubicar sistemas de protección alrededor de las excavaciones con pingos y cintas de protección; además de dotar de letreros de advertencia para los peatones.
- Para prevenir la paralización del tránsito vehicular se pondrá señales claras y visibles indicando rutas alternas de circulación en las calles del área del proyecto.
- Para evitar riesgos laborales relacionados con la construcción se deberá proveer de sistemas de entibamiento a partir de alturas mayores a los 2 m para mantener la estabilidad de los taludes.
- El material producto de las excavaciones deberá colocarse a un solo lado de la zona tapado con plástico o lona evitando tanto que el polvo se esparza y se pierda cantidad de material que será reutilizada en el proceso de sellado de las tuberías.
- Se proporcionará a los trabajadores el equipo suficiente para evitar que factores como ruido, vibración y presencia de polvo afecten la salud y el desarrollo del trabajo.
- La superficie cuya cobertura vegetal se haya alterado por las instalaciones, deberán ser restauradas con la vegetación propia de la zona.

- La comunidad como apoyo para la construcción del sistema deberá ubicar sitios para bodega; de manera similar el contratista instalará un posible lugar para alimentación, higiene y limpieza para el personal.

6.5.1.3. Durante la etapa de operación y mantenimiento

- La institución auspiciante deberá proveer programas de capacitación a las juntas encargadas de administrar el sistema.
- Para la buena eficiencia de la operación y mantenimiento el organismo financiador deberá proveer los equipos necesarios para esta tarea.
- Las herramientas utilizadas en la operación y mantenimiento una vez que cumplan su vida útil, la junta administradora deberá reemplazarlos, evitando de esta manera un impacto negativo.

CAPÍTULO VII

MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

7.1. Introducción

Los sistemas de alcantarillado en general, permiten evacuar las aguas servidas de la población u otros afluentes, que por su naturaleza ocasionan peligro a la salud del hombre y el bienestar social de una colectividad.

Un sistema de alcantarillado cumplirá su propósito fundamental, que es: recolectar, evacuar y tratar las aguas servidas en beneficio de la salud e higiene de los usuarios, si se cumplen una serie de acciones, que permitan que las condiciones de servicios, sean óptimas durante el período de diseño.

El sistema de alcantarillado, a más de su adecuado diseño y ejecución de obras, requiere una óptima operación de sus componentes, pues un sistema con una mala operación y mantenimiento, puede causar problemas a los cuerpos receptores.

7.2. Aspectos de organización

El Gobierno Municipal del cantón Mejía será la entidad, a través de la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado EPAA-MEJÍA EP, brindará el asesoramiento y acompañamiento técnico para la operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento, por medio de la designación de un técnico con experiencia de trabajo en la zona, quien se encargue de coordinar desde la municipalidad no solo los aspectos técnicos, si no también apoyar en todo el proceso de consolidar el plan de gestión del proyecto.

7.2.1. Personal para operación y mantenimiento

Debe existir un número de empleados y trabajadores contratados que estén específicamente dedicados a labores de mantenimiento y que se describe a continuación:

- 1 operador: guardián para los sistemas de tratamiento.
- 1 jornalero para el alcantarillado (1 cuadrilla de 3: para las redes y pozos de revisión).

Los mismos que estarán bajo la responsabilidad de un técnico el cual coordinará con el técnico designado en el Municipio del Cantón Mejía para dar el apoyo y seguimiento a este trabajo.

7.2.2. Personal técnico y administrativo

Es indispensable que se cuente con personal técnico y administrativo, tal como se describe a continuación:

- 1 supervisor técnico de mantenimiento para los dos sistemas.

Técnico supervisor: quien tendrá a su cargo la supervisión de los trabajos operación y mantenimiento, además de cumplir con las actividades encomendadas por el coordinador.

7.2.3. Descripción de las funciones de las partes

7.2.3.1. Departamento de alcantarillado

- Participar en la elaboración del programa anual de los trabajos de operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado.
- La revisión y aprobación de solicitudes de nuevas conexiones y revisión de planos de redes de alcantarillado para nuevas lotizaciones.
- Participación en la conformación o actualización del catastro de usuarios junto con el sistema de facturación de uso del sistema.
- Programa anual de los trabajos de operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado.
- Elaboración de un registro detallado y los planos actualizados de todas las instalaciones del sistema. En estos planos deberán constar los cambios, modificaciones y ampliaciones que se lleven a cabo, para facilitar la permanente supervisión y programación de trabajos. Se debe mantener un plano actualizado en archivo y otro para trabajos de ofician y de campo.

- Llevar unos registros de los trabajos efectuados, del control de la actividad de operación y mantenimiento; y de otras estadísticas que faciliten la programación y evaluación anual de los trabajos.
- Coordinar las diferentes actividades de capacitación, difusión, educación ambiental con los actores locales involucrados en la temática.

7.2.3.2. Operadores de los sistemas

- Operar adecuadamente y mantener siempre en óptimas condiciones de servicio el sistema de alcantarillado.
- Encargarse de la operación y el mantenimiento de los pozos, cajas de revisión, colectores, sistemas de tratamiento y descargas.
- Realizar la instalación de las nuevas conexiones domiciliarias que aprueba el departamento de alcantarillado, bajo estricto registro y control del personal autorizado por la sección.

7.2.4. Importancia de la operación y mantenimiento

El mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado son de importancia ya que la correcta aplicación de las recomendaciones dadas, dependerá el éxito o el fracaso, la duración y la vida útil del sistema satisfaciendo la expectativa de la comunidad al contar con un servicio público que funciona en forma adecuada.

7.2.4.1. Redes de alcantarillado

La mayoría de problemas que se presentan en un sistema de alcantarillado se debe al mal uso del beneficiario de las instalaciones sanitarias internas, como también por mal uso de las tapas a través de las que se introducen basuras, madera, materiales de desecho de las construcciones, etc.

Por estas razones se debe desarrollar una eficiente campaña educativa, que evita la utilización incorrecta de dichos elementos, dentro de este se considera los siguientes lineamientos:

- Distribución de folletos educativos en forma agradable y sugestiva, las explicaciones simples sobre temas específicos tales como: mantenimiento y uso de las instalaciones domiciliarias, costos de construcción del sistema de alcantarillado, su funcionamiento, los medios para evitar obstrucciones.
- Inspección del funcionamiento del sistema, revisión del estado de los pozos y de la tubería, con una frecuencia no inferior a dos veces al año.

7.2.4.2. Sistema de tratamiento

El sistema de tratamiento proyectado para la descarga en la quebrada Jalupana consiste en:

- Tanque sedimentador: tratamiento primario, diseñado para eliminar partículas sólidas gruesas.
- Filtro percolador convencional: tratamiento secundario, construido en estructura de hormigón armado en el cual se coloca material granular y el sistema de tuberías (distribución y recolección).
- Lecho para secado de lodos y plantas acuáticas.
- Descarga de los sistemas.

7.2.4.2.1. Canal de ingreso y rejilla

La rejilla estará ubicada en un canal de ingreso de aguas residuales, su función es retener el material sólido existente en las aguas negras provenientes de la red de recolección. Los operadores deben efectuar la limpieza diaria de la misma, se extraerá manualmente con rastrillo todo el material retenido y se colocará a un lado del canal. Este material retirado se lo dejará

escurrir y luego se lo depositará en un pequeño relleno sanitario de 2 x 2 x 1 m ubicado en el sitio de la planta de tratamiento y será cubierto de cal diariamente.

Es necesario que el operador en forma visual verifique todos los días el caudal. Si se mantiene dicho caudal en el régimen normal, se considerará que la operación es adecuada.

7.2.4.2.2. Sedimentador y filtro percolador convencional

Para tener un funcionamiento inicial apropiado y evitar la producción de malos olores, se debe proceder de la siguiente manera:

- Llenar los tanques con agua normal de cualquier fuente.
- El llenado debe hacerse verificando en todos los tanques, que no haya fugas en los tanques, uniones (interconexiones entre tanque) y otros accesorios.
- Luego permitir la entrada de aguas servidas reemplazando toda el agua en los tanques.
- Si se presentan malos olores, suspender la entrada de las aguas servidas por un periodo de 2 días. Luego de este tiempo, continuar alimentando las aguas servidas a los tanques.
- Controlar que el pH esté entre 7.0 y 7.5 (medidor portátil), si fuera necesario arrojar a través de la entrada, solución de cal (1 libra en 20 litros de agua), en cantidad suficiente hasta tener el pH indicado.

El funcionamiento normal debe estar ligado a las siguientes observaciones:

- El color del agua disminuye su turbiedad y su color es gris claro.
- No hay olores desagradables.
- El pH es mayor que 7.0.
- En el caso del filtro percolador no hay sólidos o natas de algas o lodo flotando en la superficie del agua.

7.2.4.2.3. *Sistema de lechos de secado*

Los requisitos de área de lechos de secados se determinan adoptando una profundidad de aplicación entre 20 cm. y 30 cm. y calculamos el número de aplicaciones por año. Para el efecto se debe tener en cuenta los siguientes periodos de operación.

- Periodos de aplicación: 4 horas a 6 horas.
- Periodo de secado: entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 a 6 semanas para climas más fríos.
- Periodos de remoción del lodo seco: entre 1 y 2 semanas para instalación con limpieza manual (dependiendo de la forma de los lechos) y entre 1 día y 2 días para instalaciones pavimentadas en las cuales se puede empujar el lodo seco, con un tractor pequeño.
- Periodo de preparación y mantenimiento de 1 días y 2 días por aplicación para lechos de arena. Un día por aplicación para lechos con ladrillos (con juntas de arena) y una semana por año para lechos pavimentados con drenaje central.

7.2.4.2.4. *Descargas finales*

Cuando se realicen las descargas directamente a ríos o quebradas, es necesario realizar las siguientes actividades:

- Por lo menos cada 6 meses limpiar la maleza del área de la descarga.
- Observar que no esté obstruido y que el agua escurra libremente. Especialmente luego de fuertes aguaceros inspeccionar la base y el enrocado, si se observa erosión o acarreo del mismo, realizar las reparaciones enseguida y restituir el enrocado.

7.3. Tipos de mantenimiento

Para la ejecución de las actividades relacionadas al mantenimiento de los sistemas de infraestructura básica, es preciso contar en primer lugar con los planos de la construcción del sistema de alcantarillado, conteniendo en forma explícita los datos correspondientes a: cotas, pendientes, diámetros, descargas, sistemas de tratamiento, referencias, etc.

La falta de mantenimiento puede colocar a un alcantarillado combinado en diferentes condiciones adversas al objetivo del que fue diseñado. La capacidad de un alcantarillado normalmente es determinada por su diámetro interno y su gradiente.

Sin embargo, esa capacidad puede ser reducida por acumulaciones u obstrucciones de materiales que se descargan o introducen al alcantarillado, tales como grasas, materiales viscosos, arenas y otros objetos.

Esta capacidad debe ser preservada mediante su adecuado mantenimiento, esto es:

- El control de uso del sistema, para prohibir la descarga de desechos que dañen al sistema que causan olores o condiciones explosivas.
- Un continuo programa de mantenimiento preventivo para remover las obstrucciones, que ocurren durante el uso normal y apropiado del sistema.

Básicamente en un sistema de alcantarillado debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- Todas las aguas residuales, domésticas, comerciales o industriales, cuyos contenidos de materia orgánica o contaminante sean aceptables, pueden descargarse a los colectores del alcantarillado.
- Las descargas de afluentes que son contrarias al uso y servicios para los cuales fueron contruidos los colectores del alcantarillado o aquellas que causan una carga orgánica desproporcionada, no deben ser permitidas.

De lo anterior se puede concluir que en las acciones de mantenimiento debe tomarse en cuenta las actividades preventivas y correctivas.

7.3.1. Importancia del mantenimiento

Las acciones de mantenimiento y su eficiencia traerán como consecuencia:

- Reducción del número de fallas en el sistema.
- Reducción del tiempo-costo para reparaciones.
- Minimización de los costos operacionales.

- Aumento de la vida útil del sistema.

7.3.2. Mantenimiento preventivo

Es el tipo de mantenimiento que se anticipa a las interrupciones imprevisibles, al mal funcionamiento o al desgaste acelerado de las partes del sistema. Los registros de daños ocurridos en la fase de operación y su correspondiente análisis e interpretación determinarán el establecimiento de un programa de mantenimiento preventivo.

En el sistema de alcantarillado, deberá seguirse la siguiente secuencia para el mantenimiento preventivo:

Para tal efecto es indispensable la actualización de los registros correspondientes a ampliaciones efectuadas, localización de las tuberías, diámetros, pozos de visita, estructuras especiales, ubicación de otros servicios públicos (agua, teléfonos, etc.).

El mantenimiento del sistema puede ser efectuado por el método manual:

La limpieza manual si bien no es recomendable por su peligrosidad, se necesita contar con personal entrenado, básicamente su acción se efectuará en las cajas domiciliarias, redes de alcantarillado, pozos de revisión, colectores y estructuras de tratamiento.

7.3.3. Mantenimiento correctivo

Comprende las sustituciones, reformas, mejoramientos de las características de funcionamiento tratando de superar los defectos constructivos, ampliación de la eficiencia operacional, ampliación de la capacidad de las demandas. El tipo de mantenimiento correctivo a darse al sistema, dependerá del tipo de problemas que se presenten.

Los principales problemas en los sistemas de alcantarillado ocurren en la red de colectores, pozos y cajas; y, consisten básicamente en obstrucciones y rupturas de las tuberías.

Las obstrucciones se presentan debido a las siguientes causas:

- Por la introducción de objetos extraños al sistema que provocan una obstrucción repentina (obstrucción total).

- Por el bloqueo progresivo del sistema de alcantarillado, motivado por la falta de limpieza periódica y constante (obstrucción parcial).
- Por el depósito de arena, cenizas o lodo, acarreados por las aguas lluvias y desviadas al colector combinado o conducidas a través de las conexiones domiciliarias.
- Por raíces que presentan un crecimiento acelerado, al buscar agua y materia orgánica en las juntas de los colectores, causando obstrucciones y llegando en ocasiones a la ruptura.
- Por otras deposiciones de pequeños objetos, papeles, telas, etc., lanzadas indebidamente por parte de los usuarios a través de las conexiones domiciliarias.

Con respecto a las rupturas, tienen su origen en las siguientes causas:

- Tuberías instaladas sobre una fundación inadecuada que provoca en poco tiempo asentamiento.
- Tuberías instaladas a una profundidad insuficiente, la cual no les protege contra impactos y cargas extremas excesivas, así como por vibración.
- Por movimiento naturales del suelo, al producirse sismos, o por cambios del nivel freático que provocan la acomodación del suelo.
- Aberturas en la tubería, causadas por uniones defectuosas, por campanas rotas o perforaciones hechas sobre o cerca de la tubería.
- La ejecución de conexiones domiciliarias en forma defectuosa.
- La instalación de la tubería en zanjas con fondos rocosos o con pedazos salientes de rocas produce ruptura por la falta de asentamiento uniforme, debido a la carga concentrada sobre un punto de contacto entre el tubo y el material rocoso.

Para el mantenimiento de los pozos de revisión debe considerarse los siguientes aspectos en el funcionamiento defectuosos de los mismos:

- Tapas o marcos hechos de material inadecuado o sin resistencia estructural requerida para soportar cargas vivas o impactos.
- Desajustes entre la tapa y el marco.
- Falta de medios para facilitar el levantamiento de la tapa, lo que induce a que el personal encargado del mantenimiento pase por alto de inspección y trabajos en dichos pozos.
- Falta de ventilación, ocasionada por la carencia de apertura en la tapa.
- Carencia de peldaños o en mal estado, lo que dificulta la entrada a los pozos.
- Asentamiento no uniforme entre el pozo de inspección y el tubo conectado, lo que ocasiona la ruptura en el tubo. Esto se evita instalando un tramo corto de tubo en el pozo de registro y colocando fuera del pozo de inspección la unión del primer tubo con el tramo corto.
- Empleo de material pobre, inadecuado o insuficiente en la base y paredes del pozo inspección (espesor de la base delgada, falta de una capa de mortero, etc.)

7.4. Redes de alcantarillado

Un adecuado mantenimiento de las redes de colectores exige un programa organizado, con un calendario de inspecciones y las respectivas obstrucciones y reconstrucción de los tramos dañados.

Se sugiere el siguiente programa de Inspecciones periódicas para una buena práctica de mantenimiento del sistema

- Dos veces al año en las conexiones domiciliarias.
- Dos veces al año en las cajas esquineras.
- Dos veces al año en los colectores con poca pendiente y en aquellos tramos donde se verifique una elevada frecuencia de obstrucciones y otros problemas.
- Dos veces al año en pozos de revisión, al final de cada estación esto es al final del invierno y al final del verano.

Las inspecciones revelarán las anomalías que perturbe el funcionamiento hidráulico del sistema.

A fin de prevenir obstrucciones de las redes por raíces, se pueden adoptar las siguientes medidas preventivas:

- Remoción de árboles en una faja de por lo menos 5 m a cada lado de las tuberías.
- Estudiar el tipo de vegetación cuyas raíces no produzcan problemas con los colectores.

7.5. Planta de tratamiento de aguas residuales

En el caso de los sedimentadores, filtros percoladores convencionales, es pertinente se aplique los siguientes criterios:

Para conseguir que los procesos de tratamiento biológico que desarrolla, mediante los microorganismos que se ubican en la película que se forma alrededor del material granular (grava y piedra) o las raíces de las plantas, es necesario efectuar una serie de mediciones y determinaciones, como:

- La demanda bioquímica y química de oxígeno en el afluente y efluente.
- Los niveles de sólidos en suspensión en la entrada y salida de los tanques.
- Los niveles de coliformes totales y fecales.
- Observaciones visuales de cada una de las unidades de tratamiento y las respectivas conexiones entre sí, como coloración y presencia de material flotante (algas) sirven para determinar condiciones irregulares.

Con las determinaciones anteriores se pueden calcular algunos parámetros de control, como:

- Carga orgánica superficial del proceso.
- Eficiencias de remoción de materia orgánica y de bacterias.
- Requisitos de limpieza del proceso.
- Producción de sólidos biológicos del proceso.

La operación y mantenimiento de estas unidades es simple y no amerita de equipos especiales. A continuación, se describe las principales actividades de mantenimiento preventivo:

- Limpieza periódica de las unidades de ingreso, áreas con compuertas de desagüe, tuberías de interconexión y a la salida de los tanques.
- Limpieza de las natas y material flotante de los tanques, limpieza del material vegetal de los alrededores de los tanques.
- Mantenimiento de las instalaciones asociadas a las unidades de tratamiento, como: camino de acceso, cerramiento, etc.

Un adecuado mantenimiento de los sistemas de tratamiento exige un programa organizado con un calendario periódico de limpieza. En casos de ser necesario se procederá a efectuar las siguientes acciones:

- Conseguir personal adicional necesario para la actividad programada.
- Tener listo el equipo de trabajo.
- Apertura y manipuleo de compuertas del sistema.

Las actividades particulares de un mantenimiento de cada una de las unidades se pueden resumir en los siguientes aspectos:

- Mantener limpio y sin sólidos flotantes la unidad de llegada.
- Chequear que las entradas de las tuberías estén limpias, esto se puede inspeccionar todos los días durante las mañanas.
- Todo sólido retirado de los tanques, debe ser tratado en los lechos de secado y con su adecuada disposición.
- El sitio del tratamiento debe estar libre de malezas y adornado con plantas ornamentales.

Cada vez que la situación lo amerite se realizará el mantenimiento correctivo de acuerdo a los daños producidos.

La limpieza de los tanques consiste en retirar el material granular y reemplazar por uno limpio, el material retirado se dejará a la intemperie hasta el siguiente turno de limpieza, este proceso se realizará después de tres o cuatro meses de operación o una vez que se observe la saturación del filtro de contacto.

La limpieza se realizará para cada módulo a fin de que el segundo siga operando normalmente. La forma de verificar el chequeo de la cantidad de lodo, es observando la obstrucción del lecho de contacto.

Durante la limpieza del filtro (cambio de material granular) debe interrumpirse el caudal, cerrando la válvula de ingreso al módulo en mantenimiento. Inmediatamente se debe proceder al vaciado de los tanques (observando que esté abierta la válvula de salida del módulo), esta operación de vaciado debe realizarse hasta que se evacue todo el volumen de agua de los tanques.

Una vez vaciados los tanques, se debe esperar un periodo de tiempo suficiente para poder retirar el material granular de los tanques.

La limpieza consiste en retirar el material granular (una vez que el lodo es inerte) y dejar que se seque a la intemperie, realizar el cambio de material de reemplazo, ubicando en los tanques en la misma disposición como se encontraba. El material retirado se lavará luego de que se haya estabilizado el lodo (dos meses) y quede listo para la siguiente operación de limpieza.

CAPÍTULO VIII

PRESUPUESTO

8.1. Consideraciones generales

El presupuesto referencial se ha realizado por componentes de las unidades requeridas, contando con la información de volúmenes de obra determinados a partir del diseño realizado en el presente proyecto teniendo en cuenta los imprevistos que puede surgir en el momento de la construcción, también se ha tomado en consideración los rubros que maneja la EPAA MEJIA EP con sus respectivos precios unitarios actuales y los precios que ofrece la cámara de la construcción.

8.1.1. Presupuesto referencial del proyecto de alcantarillado

Las siguientes tablas detallan brevemente el costo referencial del sistema de alcantarillado combinado y planta de tratamiento de aguas residuales del sector La Joya I.

Tabla 68.

Presupuesto referencial del sistema de alcantarillado y estructuras complementarias.

Item	COMPONENTES	TOTAL, USD
A	RED DE RECOLECCIÓN	
A1	TRABAJOS PRELIMINARES	4.135,39
A2	MOVIMIENTOS DE TIERRAS EN ZANJAS	439.101,56
A3	SUMINISTRO- INSTALACIÓN DE TUBERÍAS	197.512,38
A4	POZOS DE REVISIÓN	61.083,06
A5	SUMIDEROS	33.496,77
B	ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS	
B1	ESTRUCTURA SEPARADOR DE CAUDAL	3.339,39
B2	ESTRUCTURA DE DESCARGA DE AGUA LLUVIA	1.687,84
	TOTAL	740.356,39
	IVA (12%)	88.842,77
	TOTAL, INCLUIDO IVA	829.199,15

Elaborado por: La autora.

Tabla 69.

Presupuesto referencial de la PTAR.

Item	COMPONENTES	TOTAL, USD
C	PLANTA DE TRATAMIENTO	
C1	CANAL DE INGRESO Y REJILLA	2.165,96
C2	SEDIMENTADOR Y FILTRO ANAEROBIO	75.571,79
C3	LECHOS DE SECADO (2 UNIDADES)	9.728,72

C4	ESTRUCTURA DE DESCARGA AGUA RESIDUAL	334,63
C5	OBRAS EXTERIORES	2.613,06
	TOTAL	90.414,16
	IVA (12%)	10.849,70
	TOTAL, INCLUIDO IVA	101.263,86

Elaborado por: La autora.

Tabla 70.
Presupuesto referencial del sistema de alcantarillado y PTAR.

Item	COMPONENTES	TOTAL, USD
A	RED DE RECOLECCIÓN	
A1	TRABAJOS PRELIMINARES	4.135,39
A2	MOVIMIENTOS DE TIERRAS EN ZANJAS	439.101,56
A3	SUMINISTRO- INSTALACIÓN DE TUBERÍAS	197.512,38
A4	POZOS DE REVISIÓN	61.083,06
A5	SUMIDEROS	33.496,77
B	ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS	
B1	ESTRUCTURA SEPARADOR DE CAUDAL	3.339,39
B2	ESTRUCTURA DE DESCARGA DE AGUA LLUVIA	1.687,84
C	PLANTA DE TRATAMIENTO	
C1	CANAL DE INGRESO Y REJILLA	2.165,96
C2	SEDIMENTADOR Y FILTRO ANAEROBIO	75.571,79
C3	LECHOS DE SECADO (2 UNIDADES)	9.728,72
C4	ESTRUCTURA DE DESCARGA AGUA RESIDUAL	334,63
C5	OBRAS EXTERIORES	2.613,06
D	RUBROS GENERALES	2.556,76
	TOTAL	833.327,31
	IVA (12%)	99.999,28
	TOTAL, INCLUIDO IVA	933.326,59

Elaborado por: La autora.

El detalle del presupuesto referencial del proyecto con su respectivo cronograma de ejecución se encuentra en el **Anexo 15**.

CONCLUSIONES

Los estudios demográficos indican que la población del sector La Joya I tiene una tendencia a futuro de tener un índice de crecimiento poblacional similar al del cantón Mejía por su cercanía tanto a la ciudad de Quito y a la zona urbana de la parroquia Cutuglagua. Además la mayor parte de la población económicamente activa, durante la semana sale a trabajar a la ciudad de Quito mientras que la otra parte de la población se dedica a la agricultura incipiente y negocios en el sector. Es prácticamente una zona residencial, cuenta con los servicios básicos: agua potable, luz eléctrica, recolección de basura, servicio de telefonía celular e internet, pero con deficiencia en lo relacionado a la eliminación de excretas.

En las inspecciones de campo se pudo constatar que existe una red de alcantarillado sanitario que ha sobrepasado su tiempo de vida útil, cuya cobertura del servicio no cubre en su totalidad al sector. Además existen tramos de alcantarillado en que los diámetros de las tuberías no abastecen para un debido drenaje de aguas residuales produciéndose daños en la tuberías, afectaciones en las calles y alteración del entorno ambiental de la población.

A partir de la comparación conceptual de las alternativas de alcantarillado combinado y separado; y en base al análisis topográfico, ambiental, condición económica y necesidad de saneamiento de la población, se ha optado por el sistema de alcantarillado combinado como la mejor alternativa ante la presencia de una red de saneamiento sanitario precario.

El diseño hidráulico del sistema de alcantarillado combinado esta basado en las normas emitidas por la EMAAP-Q y los criterios emitidos por la EPAA MEJÍA EP; se utilizó aportaciones del caudal sanitario doméstico proveniente de las viviendas residenciales, institucional por la presencia de la Escuela 4 de Noviembre, conexiones ilícitas y de infiltración debido a que las calles del barrio aún no estan pavimentadas son de tierra y empedrado; y finalmente el caudal de aguas lluvias que es relativamente significativo cuando se producen eventos extremos.

El nuevo sistema de alcantarillado combinado está proyectado a 30 años satisfaciendo a una población de 1480 habitantes, con una aportación de caudal residual total de 1587 l/s, el mismo que será separado mediante la implementación de un separador de caudales que consta de un vertedero lateral con la finalidad de tratar de manera eficiente las aguas residuales y pluviales logrando una mayor funcionalidad en la planta de tratamiento. Además la nueva red posee una longitud de 2.6 km con diámetros de 300 mm hasta los 700 mm en tuberías PVC con 33 pozos de revisión.

Se realizó el modelamiento hidráulico bajo el criterio de análisis en SewerGEMS V8i del nuevo diseño de alcantarillado combinado, como el programa que tiene énfasis en estos tipos de sistemas, determinándose que no existe diferencia entre los resultados obtenidos en el software y la hoja de cálculo Excel.

El tren de tratamiento implementado para el presente proyecto es el proceso anaerobio compuesto por un sedimentador seguido de un filtro anaerobio de flujo ascendente, esta orientado fundamentalmente a reducir el contenido de carga orgánica a niveles que cumplan con las normas de protección ambiental del cuerpo receptor, con la finalidad de evitar condiciones indeseables a la vista y al olfato. Por otro lado, demanda el menor costo posible debido a que el sistema tiene un manejo simple.

En el caso del lecho de secado de lodos se implementaron dos unidades diseñadas acorde a lo estipulado en la norma Ex – IEOS.

En la evaluación del impacto ambiental se ha detectado que los impactos negativos planteados no representan un problema de alto riesgo, pueden ser superados en su totalidad si se cumplen con las medidas de mitigación incluyendo algunos de los rubros tanto a la entidad promotora como a la comunidad. La mayor parte de las medidas de mitigación están encaminadas a preservar la salud de los moradores y a dar tranquilidad a los mismos, cambiando totalmente el modo actual de evacuación de aguas servidas.

El presupuesto referencial del proyecto está elaborado en base a precios unitarios actuales manejados por la EPAA MEJÍA EP y la cámara de la construcción, razón por la cual no se realizaron estudios de APUS. El costo de la red de alcantarillado combinado asciende a 740 356, 39 dólares (sin IVA) y de la planta de tratamiento es de 90 414, 16 dólares (sin IVA); el mismo que se estimó en un plazo de 120 días (4 meses) para la culminación del proyecto.

RECOMENDACIONES

Una recomendación en la construcción del sistema de alcantarillado combinado es que se ejecute en la brevedad posible, debido a que con el paso de los años la población va aumentando y se hace más complicado el problema en cuanto a los trabajos de construcción.

Concientizar a la población en la participación de ciertas actividades de mantenimiento del servicio del sistema de alcantarillado combinado y planta de tratamiento, con la finalidad de reducir costos beneficiando a toda la comunidad.

Implementar una barrera de plantas nativas arbóreas alrededor de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales las unidades de tratamiento con la finalidad de controlar los olores producidos por la digestión anaerobia de las unidades de tratamiento.

La construcción de sumideros deberá realizarse una vez que se haya mejorado las características de la calzada, en caso contrario, no se podrá controlar el ingreso de materiales sólidos que con el paso del tiempo esto afectaría a las unidades de tratamiento.

Se deberá tomarse en cuenta las recomendaciones para minorizar los impactos ambientales, especialmente en lo relacionado al manejo adecuado de desechos.

REFERENCIAS

Bibliografía:

- BUROZ. E. (1994). *Métodos de evaluación de impactos. En: II Curso de Postgrado sobre Evaluación de Impactos Ambientales. Foro Latinoamericano de Ciencias Ambientales (FLACAM). La Plata- Uruguay.*
- GALLARDO. A. P. (2018). *Diseño de Canales Abiertos*. Primera Edición. Editorial Área de Innovación y Desarrollo, S. L. Quito-Ecuador.
- HORAN. N. J. (1990). *Biological wastewater treatment systems: theory and operation*. Chichester; New York: Willey.
- KROCHIN. S. (1978). *Diseño Hidráulico*. Editorial de la Escuela Politécnica Nacional. Tercera Edición. Quito-Ecuador.
- LÓPEZ, R., (2000). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado*. Segunda Edición, Bogotá, Colombia. Grupo Editorial 87.
- MARA. D. (2004). *Domestic Wastewater Treatment in Developing Countries*. London. Earthscan.
- METCALF – EDDY, (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales, Tratamiento Vertido y Reutilización*. Tercera Edición. México DF- México. Editorial Mc Graw-Hill. Interamericana.
- NOYOLA, A., MORGAN, J., & GUERECA, L. (2013). *Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales*, México DF-México.
- PÉREZ. R. C. (2013). *Diseño y construcción de alcantarillados sanitario, pluvial y drenaje en carreteras*. Ecoe Ediciones. Bogotá.
- ROMERO, J. (2000). *Tratamiento de Aguas Residuales, Teoría y Principios de Diseño*. Tercera Edición. Bogotá- Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- SÁNCHEZ. S. A. (1995). *Proyecto de Sistemas de Alcantarillado*. México.

UNITED STATES. (1978). *Bureau of Reclamation Design of Small Canal Structures*. Denver-Colorado

Informes:

EPAA MEJÍA EP (2008). Plan Maestro del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Parroquia Cutuglagua. Cantón Mejía. Machachi-Ecuador.

EPAA MEJÍA EP (2013). Plan Maestro de Alcantarillado de Machachi-Aloasí. Cantón Mejía. Machachi-Ecuador.

GAD MEJÍA. (2015). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial 2015-2025*. Machachi.

GADP CUTUGLAGUA (2015). Plan de Desarrollo Estratégico y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Cutuglagua 2015-2019.

INAMHI (2015). Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. *Estudio de Lluvias Intensas*. Quito

Normas de diseño y construcción de obras hidráulicas:

ASIA-OPS. (2005). *Propuesta de reglamento técnico salvadoreño para el diseño y construcción de sistemas de tratamiento de aguas residuales de tipo ordinario para la zona rural*. Salvador.

EMAAP-Q. (2009). *Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable*. Quito.

EX – IEOS (1992). *Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. R.O. N°6. Quito.

MINISTERIO DEL AMBIENTE (2010). Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria -TULSMA. *Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce*. Quito-Ecuador.

NORMA CHILENA. (2005). *Guía de diseño y edificaciones de elementos urbanos de infraestructura de aguas de lluvia*. Ministerio de Vivienda y urbanismo 2005.

OPS. (2005). Organización Panamericana de la Salud. *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima-Perú.

RAS. T. D. (2000). *Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento*. Bogotá-Colombia.

REGLAMENTO NACIONAL NB688. (2007). *Reglamento técnico de diseño de cunetas y sumideros*. Ministerio del Agua de Bolivia. Viceministerio de servicio básicos. Abril 2007.

Sitios web:

GUTIÉRREZ. J. C. (2009). *Bentley Communities* Diferencias entre SewerCAD y SewerGEMS. Recuperado de https://communities.bentley.com/products/hydraulics___hydrology/w/hydraulics_and_hydrology_-_wiki_es/42586/diferencias-entre-sewercad-y-sewergems.

INEC (2010). Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. *Ecuador en cifras 2010*. Recuperado de www.ecuadorencifras.com.