



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO, EMISARIOS PRINCIPALES
Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SECTOR NORTE DE ALOASÍ Y
MACHACHI; PARROQUIA DE ALÓAG Y BARRIO EL OBELISCO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de INGENIERA CIVIL

AUTORA: NATALY ALEJANDRA JIMÉNEZ CORRALES

TUTORA: VERÓNICA VALERIA YÉPEZ MARTÍNEZ

Quito - Ecuador
2021

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Nataly Alejandra Jiménez Corrales con documento de identificación N° 1719896365 manifiesto que:

Soy la autora y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 02 de diciembre del año 2021

Atentamente,



Nataly Alejandra Jiménez Corrales

1719896365

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL
TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA**

Yo, Nataly Alejandra Jiménez Corrales con documento de identificación N° 1719896365, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autora del Proyecto Técnico: “Diseño de alcantarillado combinado, emisarios principales y planta de tratamiento para el sector norte de Aloasí y Machachi; parroquia de Alóag y barrio El Obelisco”, el cual 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 concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 02 de diciembre del año 2021

Atentamente,



Nataly Alejandra Jiménez Corrales

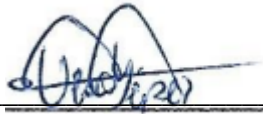
1719896365

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Verónica Valeria Yépez Martínez con documento de identificación N° 1711285591, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO, EMISARIOS PRINCIPALES Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL SECTOR NORTE DE ALOASÍ Y MACHACHI; PARROQUIA DE ALÓAG Y BARRIO EL OBELISCO, realizado por Nataly Alejandra Jiménez Corrales con documento de identificación N° 1719896365, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 02 de diciembre del año 2021

Atentamente,



Ing. Verónica Valeria Yépez Martínez, M.Sc.

1711285591

DEDICATORIA

A mis padres Pedro y Nancy, por su amor y paciencia

A mi hermano Pedro David

A mi abuelita Fanny, que está en el cielo

A mis abuelitos Julio, Eduardo y Teresa

Nataly Jiménez C.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por darme la vida y cuidarme de todas las adversidades del mundo.

A mis padres Pedro y Nancy, por su amor, paciencia y apoyo incondicional en todas las etapas de mi vida, gracias por los ánimos, por creer y hacerme creer en mí, los amo mucho. A mi papi por sus consejos y regaños, por guiarme siempre por el camino correcto. A mi mami por ser mi mejor amiga, por escucharme y entenderme.

A mi hermano Pedro David, por confiar en mí y ayudarme siempre que lo he necesitado, te quiero mucho.

A Christian, quien ha estado a mi lado y me ha apoyado en todo, gracias por tu paciencia y por no permitir que decaiga ni que me dé por vencida.

Al ingeniero Marco Viteri, por su apertura, dedicación y apoyo hacia mi proyecto de titulación.

A la ingeniera Verónica Yépez, quien fue mi tutora y supo dirigirme en el desarrollo del presente trabajo de titulación.

Nataly Jiménez C.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	1
1.3. Problema	2
1.4. Delimitación.....	3
1.4.1. Ubicación Geográfica	3
1.4.2. Área de estudio	4
1.5. Justificación	7
1.5.1. Alcance	9
1.6. Objetivos	10
1.6.1. Objetivo General	10
1.6.2. Objetivos Específicos.....	10
1.7. Línea base	11
1.7.1. Distribución general del uso del suelo	11
1.7.2. Tipo de suelo.....	11
1.7.3. Topografía y relieve	12
1.7.4. Infraestructura y servicios.....	13
1.8. Aspectos naturales	15
1.8.1. Características climáticas	15
1.8.2. Recursos hídricos	17
CAPÍTULO II.....	19
MARCO TEÓRICO.....	19
2.1. Definición de colector	19
2.2. Definición de emisario	19
2.3. Parámetros de diseño	19
2.3.1. Periodo de diseño	19
2.3.2. Población futura	19
2.3.3. Dotación.....	27
2.3.4. Trazado de la red.....	28
2.3.5. Áreas tributarias	29
2.3.6. Caudales de aguas residuales	29
2.3.7. Caudal pluvial	36
2.3.8. Caudal de diseño	43
2.4. Diámetro interno mínimo.....	43
2.5. Material de la tubería	44

2.6. Velocidad mínima.....	45
2.7. Pendiente mínima.....	45
2.8. Esfuerzo cortante mínimo	45
2.9. Velocidad máxima	46
2.10. Pendiente máxima.....	46
2.11. Profundidad hidráulica máxima.....	46
2.12. Profundidad mínima a la cota clave.....	46
2.13. Profundidad máxima a la cota clave	47
CAPÍTULO III	48
METODOLOGÍA.....	48
3.1. Diseño hidráulico de tuberías.....	48
3.1.1. Coeficiente de rugosidad n.....	49
3.1.2. Sección llena	50
3.1.3. Sección parcialmente llena	51
3.1.4. Relaciones hidráulicas en conductos circulares	52
3.1.5. Velocidad de diseño y velocidad mínima	53
3.2. Trazado de la red.....	53
3.3. Distancia mínima entre conductos de otros servicios y a quebradas	54
3.4. Pozos de registro	54
3.5. Descripción de la red de colectores y emisarios principales del proyecto... 56	
3.5.1. Colector 1	56
3.5.2. Colector 2.....	67
3.5.3. Colector 3.....	67
3.5.4. Colector 4.....	68
3.5.5. Emisario 1	68
3.5.6. Emisario 2	69
3.5.7. Emisario 3	70
3.5.8. Emisario 4.....	70
3.6. Estructuras complementarias	71
3.6.1. Pozos de caída o de salto	71
3.6.2. Sumideros	76
3.6.3. Separador de caudales.....	90
3.6.4. Pozos de disipación.....	95
3.6.5. Alcantarillas transversales	99
CAPÍTULO IV.....	104
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	104
4.1. Introducción	104

4.2. Tipos de tratamiento de aguas residuales.....	104
4.2.1. Tratamiento preliminar	104
4.2.2. Tratamiento primario	104
4.2.3. Tratamiento secundario.....	105
4.2.4. Tratamiento terciario o avanzado.....	105
4.3. Ubicación de la planta de tratamiento.....	107
4.4. Diseño de la planta de tratamiento.....	108
4.4.1. Obras de llegada y rejillas.....	108
4.4.2. Tanque Imhoff	110
4.4.3. Lecho de secado de lodos	118
4.4.4. Desinfección	122
CAPÍTULO V	124
IMPACTO AMBIENTAL	124
5.1. Introducción	124
5.2. Impactos positivos	124
5.3. Impactos negativos.....	125
5.4. Matriz de Leopold.....	128
5.5. Medidas de mitigación ambiental	130
CAPÍTULO VI.....	132
PRESUPUESTO REFERENCIAL.....	132
6.1. Introducción	132
CAPÍTULO VII.....	140
ANÁLISIS ECONÓMICO FINANCIERO	140
7.1. Introducción	140
7.2. Indicadores de bondad económica.....	140
7.2.1. Valor Actual Neto VAN	140
7.2.2. Tasa Interna de Retorno TIR.....	141
7.3. Inversión del proyecto.....	141
7.4. Ingresos del proyecto	144
CONCLUSIONES	146
RECOMENDACIONES	149
REFERENCIAS	151
ANEXOS	154

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Red vial del cantón Mejía.....	15
Tabla 2. Información de la estación agrometeorológica Izobamba.....	16
Tabla 3. Datos climatológicos del cantón Mejía	16
Tabla 4. Datos poblacionales de la parroquia Aloasí	20
Tabla 5. Datos poblacionales de la parroquia Alóag.....	20
Tabla 6. Análisis estadístico poblacional de la parroquia de Aloasí	24
Tabla 7. Análisis estadístico poblacional de la parroquia de Alóag.....	25
Tabla 8. Resultados de la población futura de la parroquia Aloasí.....	25
Tabla 9. Resultados de la población futura de la parroquia Alóag.....	26
Tabla 10. Dotación media futura	28
Tabla 11. Asignación del nivel de complejidad del proyecto.....	30
Tabla 12. Coeficientes de retorno de aguas residuales domésticas	30
Tabla 13. Contribución industrial.....	31
Tabla 14. Contribución institucional mínima en zonas residenciales	32
Tabla 15. Factor de mayoración de acuerdo a la población	33
Tabla 16. Factor de mayoración de acuerdo al caudal medio diario de la parroquia Alóag	34
Tabla 17. Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.....	35
Tabla 18. Aportes por infiltración	35
Tabla 19. Coeficiente de escorrentía rural.....	37
Tabla 20. Coeficiente de escorrentía urbana	37
Tabla 21. Coeficiente de escorrentía ponderado para colector 1.....	38
Tabla 22. Coeficiente de escorrentía ponderado para colector 2.....	39
Tabla 23. Coeficiente de escorrentía ponderado para colector 3.....	39

Tabla 24. Coeficiente de esorrentía ponderado para emisario 1	40
Tabla 25. Coeficiente de esorrentía ponderado para emisario 2.....	40
Tabla 26. Coeficiente de esorrentía ponderado para emisario 3.....	40
Tabla 27. Coeficiente de esorrentía ponderado para emisario 4.....	41
Tabla 28. Ecuaciones de intensidad, estación M0003 Izobamba	41
Tabla 29. Coeficiente de rugosidad de Manning de acuerdo al tipo de material	49
Tabla 30. Distancia máxima entre pozos de revisión	55
Tabla 31. Coordenadas del colector 1	56
Tabla 32. Coordenadas del colector 2	67
Tabla 33. Coordenadas del colector 3	68
Tabla 34. Coordenadas del colector 4	68
Tabla 35. Coordenadas del emisario 1	69
Tabla 36. Coordenadas del emisario 2	69
Tabla 37. Coordenadas del emisario 3	70
Tabla 38. Coordenadas del emisario 4	71
Tabla 39. Valores típicos de dimensiones del pozo de caída Tipo I	72
Tabla 40. Valores típicos de dimensiones del pozo de caída Tipo II	74
Tabla 41. Valores típicos de dimensiones del pozo de caída Tipo III.....	74
Tabla 42. Espaciamiento máximo entre sumideros	77
Tabla 43. Ancho de inundación superficial admisible	79
Tabla 44. Datos para el cálculo del caudal pluvial de la calzada	80
Tabla 45. Parámetros cunetas triangulares para el colector 1.....	81
Tabla 46. Parámetros cunetas triangulares para el colector 2.....	82
Tabla 47. Parámetros cunetas triangulares para el colector 3.....	83
Tabla 48. Parámetros cunetas triangulares para el colector 4.....	85

Tabla 49. Datos para el cálculo del caudal de intercepción del sumidero.....	86
Tabla 50. Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 1	87
Tabla 51. Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 2	88
Tabla 52. Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 3	89
Tabla 53. Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 4	90
Tabla 54. Resumen de dimensiones del separador de caudales 1	93
Tabla 55. Resumen de dimensiones del separador de caudales 2	94
Tabla 56. Dimensiones de la estructura de descarga 1	98
Tabla 57. Dimensiones de la estructura de descarga 2	98
Tabla 58. Resumen de valores del diseño hidráulico de la alcantarilla 1	101
Tabla 59. Resumen de valores del diseño hidráulico de la alcantarilla 2.....	102
Tabla 60. Resumen de las dimensiones del canal de acercamiento con rejilla	110
Tabla 61. Factor de capacidad relativa	115
Tabla 62. Tiempo de digestión	117
Tabla 63. Valores recomendados para el cálculo del volumen de lodos.....	121
Tabla 64. Dimensiones del tanque Imhoff.....	121
Tabla 65. Dosificación de cloro para aguas servidas.....	122
Tabla 66. Dimensiones del tanque de desinfección.....	123
Tabla 67. Interacción en la fase construcción.....	126
Tabla 68. Interacción en la fase de operación y mantenimiento	127
Tabla 69. Interacción en la fase de cierre o abandono.....	127
Tabla 70. Presupuesto referencial del proyecto.....	133
Tabla 71. Costos de operación y mantenimiento.....	142
Tabla 72. Costos de operación y mantenimiento durante la vida útil del proyecto.....	143
Tabla 73. Ingresos del proyecto por cobro de servicios	144

Tabla 74. Flujo de caja	145
-------------------------------	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación y división político administrativa del cantón Mejía	4
Figura 2. Área de estudio del sistema de alcantarillado combinado	5
Figura 3. Ubicación del sistema de alcantarillado combinado del proyecto	7
Figura 4. Distribución de la tierra por usos	11
Figura 5. Órdenes de suelos del cantón Mejía.....	12
Figura 6. Relieve del cantón Mejía.....	13
Figura 7. Cobertura de servicios básicos	14
Figura 8. Ubicación de la subcuenca del río San Pedro	18
Figura 9. Población futura de Aloasí.....	26
Figura 10. Población futura de Alóag.....	27
Figura 11. Tubería con sección llena.....	50
Figura 12. Tubería con sección parcialmente llena	51
Figura 13. Pozo de caída Tipo I.....	72
Figura 14. Pozo de caída Tipo II	73
Figura 15. Pozo de caída Tipo III.....	75
Figura 16. Tipos de sumideros	76
Figura 17. Cuneta triangular.....	78
Figura 18. Ancho de inundación, vista en planta del sumidero.....	79
Figura 19. Vertedero lateral.....	91
Figura 20. Esquema del separador de caudales 1 con vertedero de pared delgada	92
Figura 21. Esquema del separador de caudales 1 con vertedero de pared delgada	94
Figura 22. Pozo de disipación con pantalla de hormigón.....	95
Figura 23. Gráfico para obtener el ancho de la cámara (W) del dissipador con pantalla	96
Figura 24. Pozo de disipación tipo	99

Figura 25. Alternativas de ubicación en planta de alcantarillas	100
Figura 26. Caso de alcantarilla tipo 3	102
Figura 27. Ubicación de las alcantarillas transversales del proyecto	103
Figura 28. Pasos a seguir en el tratamiento de aguas residuales	106
Figura 29. Esquema de las etapas de tratamiento de aguas residuales	107
Figura 30. Ubicación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales PTAR.....	108
Figura 31. Canal de acercamiento con rejillas.....	109
Figura 32. Compartimentos del tanque Imhoff	111
Figura 33. Esquema de la cámara de sedimentación	115

RESUMEN

El presente proyecto está destinado al diseño hidráulico de colectores y emisarios principales de carácter combinado, para los sectores: norte de la parroquia de Aloasí y Machachi, parroquia de Alóag y barrio El Obelisco, ubicados en el cantón Mejía, incluye el diseño de estructuras complementarias tales como: pozos de registro, de salto, de disipación con pantalla de impacto, sumideros, alcantarillas transversales y separadores de caudales con sus respectivas estructuras de descarga. El proyecto se complementa con el diseño de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales PTAR, que se ubicará en la parte oriental de la parroquia de Alóag, cerca de la quebrada Santa Cristina donde se realizará la descarga final; la planta de tratamiento se compone de un canal de acercamiento con rejilla para el cribado, como tratamiento preliminar, un tanque Imhoff como tratamiento primario, un lecho de secado de lodos y un tanque de cloración.

El objetivo del proyecto es contar con un sistema de conducción de aguas pluviales y residuales para evitar que estas se viertan directamente en los cursos de agua naturales (quebradas), permitiendo cuidar el medio ambiente y mejorando la calidad de vida de los habitantes y de quienes tienen unidades productivas en el área de influencia del proyecto.

Se considera el presupuesto referencial del proyecto, planos de la red, estructuras y planta de tratamiento, evaluación del impacto ambiental que se genera en las diferentes fases del proyecto, y por último se determina la viabilidad económica del proyecto.

Palabras clave: colector/ emisario/ alcantarillado combinado/ disipador de impacto/ separador de caudales/ planta de tratamiento de aguas residuales/ tanque Imhoff

ABSTRACT

This project is destined at the hydraulic design of principal collectors and outfalls of combined character, for the sectors: north of the parish of Aloasí and Machachi, Alóag parish and El Obelisco neighborhood, located in the Mejía canton, includes the design of complementary structures such as: manholes, jump, dissipation wells with impact screen, drains, cross sewers and flow separators with their respective discharge structures. The project is complemented with the design of a WWTP Wastewater Treatment Plants, which will be located in the eastern part of the Alóag parish, near the Santa Cristina stream where the final discharge will be carried out; The treatment plant consists of an approach channel with a screening grid, as preliminary treatment, an Imhoff tank as primary treatment, a sludge drying bed and a chlorination tank.

The objective of the project is to have a system for conducting rainwater and wastewater to prevent it from spilling directly into natural water courses (streams), allowing caring for the environment and improving the quality of life of the inhabitants and those of those who they have production units in the project's area of influence.

The project's referential budget, plans of the network, structures and treatment plant are considered, an assessment of the environmental impact generated in the different phases of the project, and finally the economic viability of the project is determined.

Keywords: collector / outfall / combined sewer / shock sink / flow separator / sewage treatment plant / Imhoff tank

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. Introducción

El presente trabajo de titulación tiene como finalidad el análisis y diseño de un sistema de colectores y emisarios principales de tipo combinado para los sectores norte de Aloasí y Machachi, parroquia Alóag y barrio El Obelisco, los cuales pertenecen al cantón Mejía, provincia de Pichincha; además se diseñará una planta de tratamiento de aguas residuales PTAR para dicho sistema, esta planta será de gran importancia para el proyecto y en general para el cantón, puesto que, según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, las comunidades no cuentan con plantas de tratamiento de aguas servidas, por lo que son vertidas directamente a las quebradas más cercanas provocando su contaminación.

Los establecimientos industriales tales como Ecofroz S.A. y la planta procesadora de leche El Ordeño, cuentan con sus propias plantas de tratamiento, pero a pesar de ello, realizan las descargas finales a acequias y a quebradas aledañas al sector, lo mismo ocurre con los caudales provenientes de varias redes de alcantarillado del cantón, que tienen como destino final estos cauces naturales.

1.2. Antecedentes

La expansión urbanística que se ha incrementado en los últimos 10 años y la existencia de la actividad industrial en el cantón Mejía ha generado que las descargas residuales, se viertan directamente a fuentes de agua más cercanas como acequias y quebradas, a esto se le suma los residuos sólidos (basura) que la población arroja a las quebradas, lo que ocasiona mucha contaminación como mal olor, aparición de roedores, entre otros; por las precipitaciones que se dan en el sector, las aguas residuales y desechos

son arrastrados hacia el río San Pedro, a través de las quebradas Aychapicho y Santa Cristina.

Estas descargas residuales afectan también, aguas abajo, al agua de riego utilizada en las haciendas agrícolas y ganaderas del sector, que constantemente están en producción.

La Empresa Pública de Agua Potable y Alcantarillado del cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP), por parte de la Jefatura de Gestión de Alcantarillado ha propuesto el tema “Diseño de alcantarillado combinado (colectores y emisarios principales) y planta de tratamiento para los sectores norte de Aloasí y Machachi, parroquia de Alóag y barrio El Obelisco”, y en base a estudios realizados mediante el personal técnico ha determinado la factibilidad del proyecto.

Con el apoyo del personal técnico, procedimientos e información existentes en la empresa se llevará a cabo el diseño, siguiendo las normas técnicas de alcantarillado vigentes del país y el criterio técnico de la EPAA-MEJÍA, EP, con el fin de mejorar la calidad de vida de la población de la zona y recuperar las fuentes de agua naturales; la ejecución del proyecto estará sujeta a la disponibilidad de recursos económicos.

1.3. Problema

La Panamericana Sur dispone en el lado occidental de una acequia de agua que receipta los caudales provenientes de las descargas de la Urbanización El Portal, del Fuerte Militar Atahualpa y de las industrias que se dedican al procesamiento y elaboración de productos alimenticios (El Ordeño, Ecofroz); por otro lado, las descargas del sur de la parroquia de Alóag y del barrio El Obelisco desembocan en la quebrada Aychapicho y las del norte de la parroquia de Alóag a la quebrada Santa Cristina, ocasionando contaminación, por lo que con el diseño de alcantarillado combinado y emisarios

principales se dará solución a este problema, el sistema de alcantarillado también recolectará las aguas lluvias en temporadas de invierno.

En síntesis, se tienen cuatro descargas principales: ingreso a Machachi (descarga 1) que es donde empieza el problema, parroquia Alóag zona sur (descarga 2), barrio El Obelisco (descarga 3) y parroquia Alóag zona norte (descarga 4); las descargas 1, 2 y 3 contaminan a la quebrada Aychapicho, mientras que la descarga 4 afecta a la quebrada Santa Cristina.

De acuerdo con el área de influencia de las zonas de estudio se tiene una población de aproximadamente 12 100 habitantes.

El diseño de este sistema de alcantarillado obliga a construir una planta de tratamiento de aguas servidas, en correspondencia con lo previsto en la normativa ambiental vigente.

1.4. Delimitación

1.4.1. Ubicación Geográfica

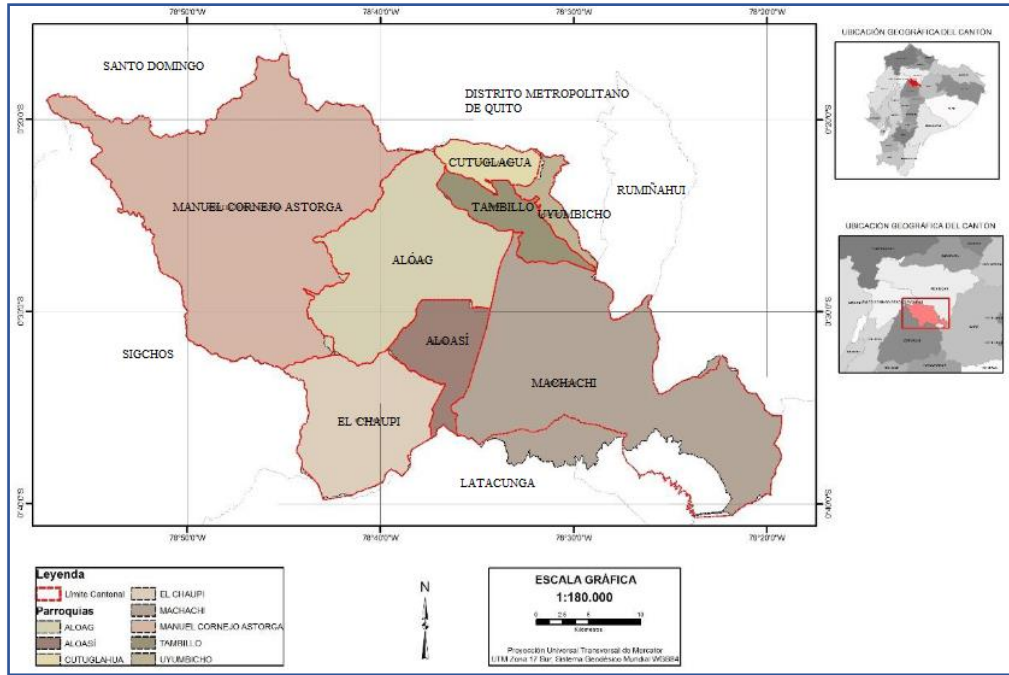
El cantón Mejía se encuentra ubicado al suroriente de la provincia de Pichincha, tiene una superficie de 1 476 km², se localiza geográficamente mediante el sistema de referencia: Universal Transversal de Mercator UTM, Elipsoide y Datum Horizontal Sistema Geodésico Mundial WGS 84, Zona 17 Sur. Los límites son los siguientes:

- Norte: cantón Rumiñahui, D.M. de Quito y Santo Domingo de los Tsáchilas
- Sur: Latacunga y Sigchos
- Este: Archidona
- Oeste: Sigchos y Santo Domingo de los Tsáchilas

Está dividido en 8 parroquias: 1 urbana (Machachi) y 7 rurales (Alóag, Aloasí, Manuel Cornejo Astorga, Cutuglagua, El Chaupi, Tambillo y Uyumbicho).

Figura 1.

Ubicación y división político administrativa del cantón Mejía



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2014, pág. 32

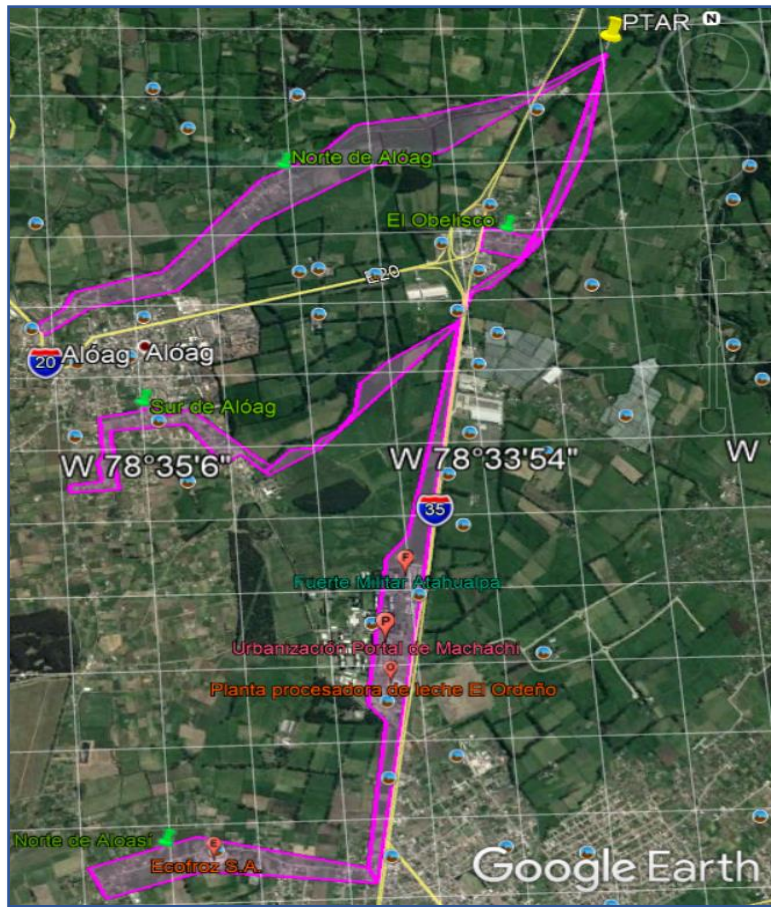
1.4.2. Área de estudio

“Se determinarán las áreas tributarias fundamentalmente en base a la topografía, teniendo en cuenta los aspectos urbanísticos definidos en el plan regulador. Se considerará los diversos usos de suelo (residencial, comercial, industrial, institucional y público). Se incluirán las zonas de futuro desarrollo.” (EX-IEOS, 1992, pág. 275)

Dentro del área de estudio del presente proyecto se identifican áreas domésticas, áreas industriales (Ecofroz S.A. y planta procesadora de leche El Ordeño) y áreas institucionales (Fuerte Militar Atahualpa), áreas que se pueden apreciar en la figura 2.

Figura 2.

Área de estudio del sistema de alcantarillado combinado



Nota. Con líneas de color fucsia se delimita el área de estudio específica del proyecto.

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

A continuación, se describe cada una de las redes de colectores y emisarios del proyecto.

El primer colector a diseñarse recogerá las descargas domésticas del norte de Aloasí y la descarga industrial que produce la empresa Ecofroz S.A., este colector se conectará al emisario número 1 que estará en el lado occidental de la Panamericana sur, el cual a más de conducir la descarga del primer colector, recolectará las descargas domésticas, la descarga industrial de la planta procesadora de leche El Ordeño y parte de las descargas residuales del Fuerte Militar Atahualpa, este emisario llegará hasta la quebrada Aychapicho.

El segundo colector recogerá las descargas de aguas residuales de la parte sur de Alóag, este colector se conectará con el emisario 2 que estará ubicado en el margen derecho de la quebrada Aychapicho, este emisario se conectará con el emisario 1, para posteriormente conducir el caudal de estos dos emisarios hacia un separador de caudales que aliviará el caudal pluvial, el cual se descargará a la quebrada de Aychapicho, mientras que el caudal sanitario será conducido hacia la planta de tratamiento.

El tercer colector recolectará las aguas residuales del norte de Alóag y el cuarto colector recogerá las descargas del barrio El Obelisco.

Es necesario realizar 2 alcantarillas transversales de vía en la panamericana sur E35, que irán en dirección occidental-oriental de la vía, la primera alcantarilla transversal se ubicará antes del intercambiador del Obelisco para conducir el caudal sanitario de los emisarios 1 y 2 hacia la planta de tratamiento a través del emisario 3 ubicado de forma paralela al margen izquierdo de la quebrada Aychapicho, este emisario también recolectará las aguas residuales y pluviales de los sectores ubicados a su cercanía y en un punto determinado convergerá con uno de los pozos del colector 4 para inmediatamente conducir todos los caudales recolectados hacia la planta de tratamiento.

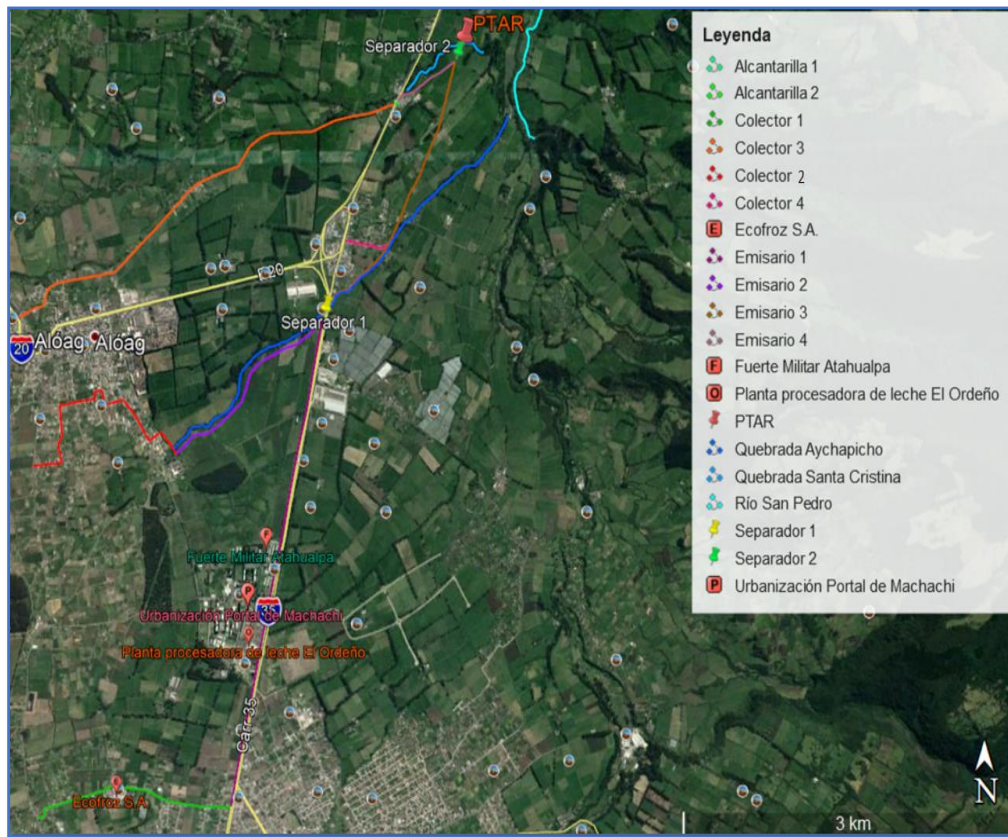
La segunda alcantarilla se ubicará pasando el intercambiador del Obelisco, desde donde termina el colector 3 hasta el margen derecho de la quebrada Santa Cristina donde se diseñará el emisario 4, el cual conducirá el caudal del colector 3 hacia la planta de tratamiento.

El caudal que ingresará a la planta de tratamiento es el sanitario, por lo que a través de un separador de caudales se separará el caudal pluvial del sanitario, el caudal pluvial se lo descargará a la quebrada más cercana que es la quebrada Santa Cristina y el caudal tratado que salga de la planta de tratamiento también se lo descargará en la misma quebrada.

En la figura 3 se muestra la ubicación de los colectores, emisarios, separadores de caudal, alcantarillas y de la planta de tratamiento.

Figura 3.

Ubicación del sistema de alcantarillado combinado del proyecto



Nota. Las líneas de colores indican la proyección del trazado de las diferentes redes que conforman el sistema de alcantarillado del proyecto, así como la ubicación de las estructuras especiales, tal como lo indica la leyenda que contiene la figura. Elaborado por: La autora, a través de Google Earth.

1.5. Justificación

El diseño y la construcción de nuevos sistemas de alcantarillado son proyectos elementales para el progreso de una población, debido a que influyen de manera significativa en la calidad de vida de las personas con respecto a sus condiciones de salubridad, estos proyectos se completan con el tratamiento adecuado de aguas residuales.

El presente proyecto no es la continuación de otros, más bien es el complemento de sistemas de alcantarillado ya existentes en el sitio de estudio, por lo que aparte de estos sistemas, serán necesarios otros tipos de redes de conducción, en este caso, colectores y emisarios que transportarán los caudales sanitario y pluvial.

Debido a que las redes de alcantarillado que se diseñarán en este proyecto son de carácter combinado, es necesario dividir el caudal en pluvial y sanitario mediante un separador de caudales antes de ingresar a la planta de tratamiento; el caudal pluvial será evacuado a una quebrada cercana, mientras que el caudal sanitario ingresará a la planta de tratamiento de aguas residuales, donde una vez cumplido con el procedimiento de descontaminación, se descargará el agua tratada hacia una quebrada lo más cercana posible al sitio de ubicación de la planta de tratamiento.

Se ha tomado la alternativa de alcantarillado combinado debido a que las redes secundarias y terciarias existentes en las zonas que abarca este proyecto, son de carácter combinado, y también porque esta alternativa abarata costos en cuanto a excavaciones y materiales, y disminuye los tiempos de construcción.

El proyecto se considera como un plan integral porque se tiene un área de influencia grande (134,5 ha); por otro lado, se integrarán en un solo sistema de alcantarillado, los caudales de aguas residuales y pluviales que provienen del sector norte de la parroquia de Aloasí y Machachi, de la parroquia de Alóag y del barrio El Obelisco.

El diseño del sistema de alcantarillado combinado propuesto por la Empresa Pública de Agua Potable y Alcantarillado del cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP) contribuirá a la recolección de aguas residuales y de aguas lluvias de los lugares mencionados en el párrafo anterior, los caudales recolectados por los diferentes colectores serán conducidos por los emisarios a una planta de tratamiento, que estará ubicada en una

zona estratégica; la construcción de la planta tratamiento será una obra muy importante dado que, estos sectores no cuentan con un tratamiento de aguas residuales.

La construcción y funcionamiento de la planta de tratamiento, no afectará a la población, pues estará ubicada en predios de una hacienda situada en la parte oriental de la parroquia de Alóag.

La descarga desde la planta de tratamiento hacia el cuerpo receptor (quebrada Santa Cristina), se realizará en función del caudal, a través de una tubería no menor a 250mm, con una estructura de descarga final que proteja a la tubería y evite la erosión de las laderas de la quebrada.

1.5.1. Alcance

Con este proyecto, a través del diseño de colectores y emisarios principales, los cuales deberán cumplir con los parámetros de diseño establecidos en las normas vigentes de alcantarillado de carácter combinado, se disminuirá la contaminación de acequias y quebradas ubicadas en el área de influencia del proyecto para mejorar las condiciones de salubridad de su población; en épocas de invierno se reducirá las inundaciones que se generan por las intensas lluvias en ciertas zonas del área que abarca el proyecto, además, se diseñarán elementos como pozos de revisión, separadores de caudales, estructuras de descarga, y planta de tratamiento de aguas residuales; se realizarán los análisis de impacto ambiental y económico financiero del proyecto, finalmente se realizarán presupuestos de la red de alcantarillado combinado y de la planta de tratamiento.

La población flotante que día a día circula por el tramo de la panamericana sur E35, en el cual se diseñará uno de los emisarios principales, también se beneficiará, puesto que, este sistema reducirá los malos olores generados por las actividades propias del sector, los cuales se evidencian al transitar por un determinado tramo de la Panamericana (ingreso a Machachi).

1.6. Objetivos

1.6.1. *Objetivo General*

Diseñar el sistema de alcantarillado combinado (colectores y emisarios principales) y planta de tratamiento para el sector norte de Aloasí y Machachi, la parroquia de Alóag y barrio El Obelisco, el cual permitirá contar con un proyecto técnicamente realizable, económicamente factible, que respete el entorno del área de influencia, logrando de esta manera, mejorar las condiciones de vida de sus habitantes y además, preservar la vida acuática de los cursos de agua (quebrada Aychapicho y quebrada Santa Cristina).

1.6.2. *Objetivos Específicos*

- Recopilar y analizar la información existente en la Empresa Pública de Agua Potable y Alcantarillado del cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP).
- Identificar las diferentes áreas que se encuentran dentro del área de influencia del proyecto.
- Diseñar el sistema de red de alcantarillado combinado (colectores y emisarios principales) de acuerdo con la información disponible y con la topografía del terreno.
- Calcular los caudales de diseño del sistema de alcantarillado combinado.
- Proporcionar el desalojo adecuado y tratamiento de aguas residuales provenientes de descargas de aguas servidas y aguas lluvias del sector, para aumentar la calidad de vida de los pobladores.
- Realizar el diseño de estructuras especiales (separador de caudales, pozos de disipación, pozos de revisión, pozos de salto y estructuras de descarga)
- Diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales para que una vez tratadas, puedan descargarse a un afluente natural.

- Realizar el presupuesto para el sistema de red de alcantarillado combinado (colectores y emisarios) y planta de tratamiento.
- Realizar el estudio de impacto ambiental.
- Realizar el análisis económico financiero.

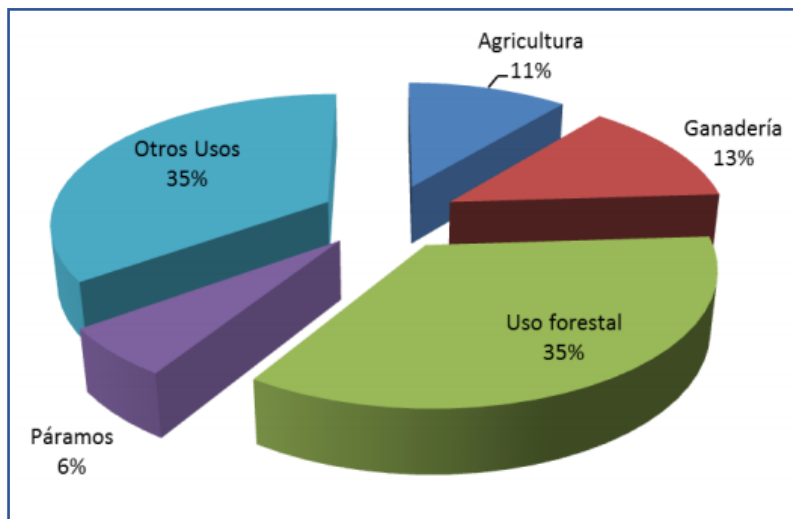
1.7. Línea base

1.7.1. *Distribución general del uso del suelo*

Según el MAGAP (2010), de las 96 937 ha de terreno cultivable, más del 50 %, es decir, 59 962 ha se destina a la ganadería con producción lechera, 5 420 ha a la agricultura tradicional y 1 408 ha a cultivos de exportación. Los páramos altos que constituyen la reserva ecológica y la fuente de generación del agua son alrededor de 28 017 ha (ver figura 4).

Figura 4.

Distribución de la tierra por usos



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2014, pág. 14

1.7.2. *Tipo de suelo*

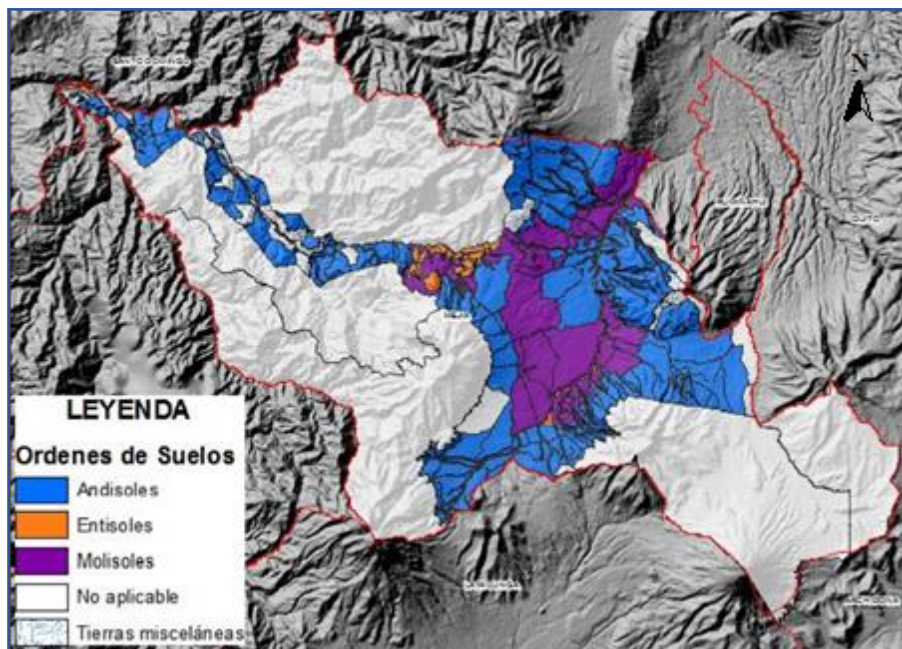
En el cantón Mejía se observa un paisaje caracterizado por relieves desde muy bajos a muy altos de origen volcánico asociados a las formaciones Cangahua, Macuchi y Silate, y volcánicos como Atacazo y Pasochoa, donde los suelos son en su mayoría de

texturas franco arenosas y francas. Hacia el centro se encuentran relieves de origen volcánico y fluvio lacustre asociados a la formación Cangahua con suelos pertenecientes al orden de los andisoles.

En el sur se observa la presencia, principalmente de un paisaje caracterizado por relieves volcánicos colinados y relieves relacionados a depósitos aluviales y coluvio aluviales. (Mejía, 2014, pág. 25). Ver figura 5.

Figura 5.

Órdenes de suelos del cantón Mejía



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2014, pág. 14

1.7.3. Topografía y relieve

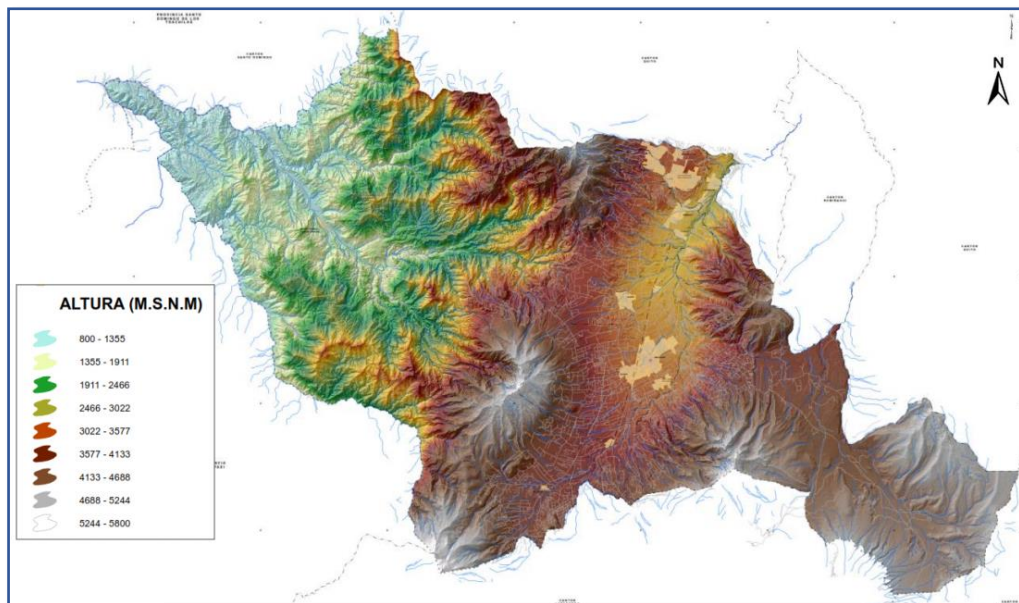
La topografía del cantón Mejía se caracteriza por ser irregular, está compuesta de relieves montañosos y volcánicos colinados, tiene distintos tipos de vertientes, llanuras y superficies de depósitos volcánicos; formado por rocas volcano-sedimentarias de composición andesítica que caracterizan la formación Macuchi y una secuencia volcano-clástica con intercalaciones de lavas andesíticas pertenecientes a la formación Silante, que se encuentran cubiertas por conglomerados. La parte central y el sureste del cantón,

presentan rocas volcánicas continentales, en su mayoría depósitos piroclásticos de la formación Cangagua. (Mejía, 2014, pág. 22)

Cabe indicar que, para el presente proyecto la topografía fue entregada por la Empresa Pública de Agua Potable y Alcantarillado del cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP). Ver figura 6.

Figura 6.

Relieve del cantón Mejía



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2014, pág. 23

1.7.4. Infraestructura y servicios

Según los datos del INEC del 2010, el 95,15 % de los habitantes del cantón tienen acceso al agua, de ellas el 69 % se abastece mediante la red pública, y el 25 % se abastece de ríos o vertientes, sin el adecuado tratamiento, limitándose únicamente a la cloración del agua.

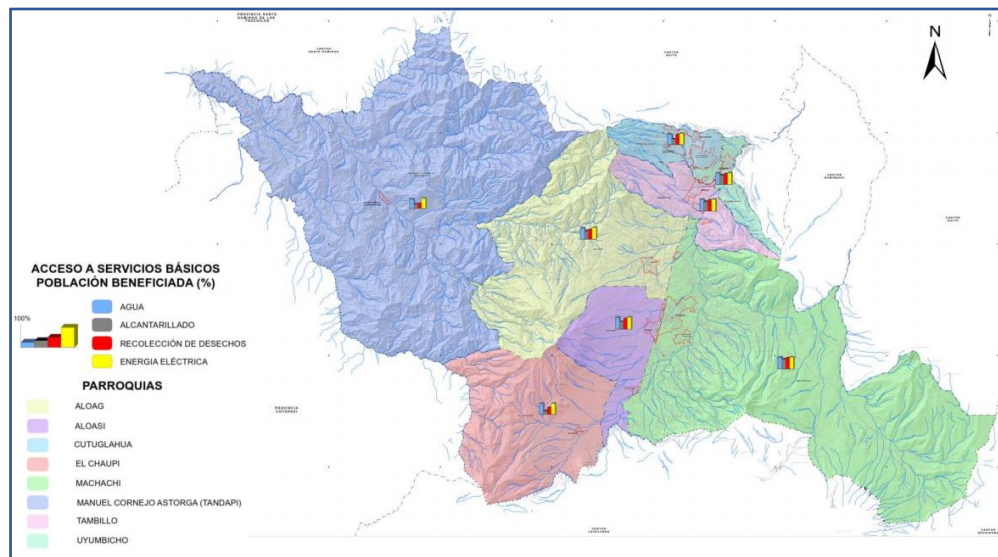
La cobertura de la red de alcantarillado a nivel cantonal alcanza el 68,22 % y el 31,78 % no cuenta con este servicio; sin embargo, este indicador solo es cuantitativo, debido a que las redes de alcantarillado presentan deterioro y su capacidad ha sido superada. Actualmente el saneamiento es uno de los problemas más graves que afronta el

cantón, la red existente requiere una intervención urgente; a pesar de esto, el mayor problema que atraviesa este sistema es la inexistencia del tratamiento adecuado y efectivo que se requiere. (Mejía, 2014, pág. 235)

De acuerdo a los datos del último censo, el 87 % de la población cuenta con el servicio de eliminación de basura mediante carro recolector, pero el porcentaje restante significa un problema ambiental aún por resolver; con respecto a redes eléctrica, el 98,15 % de viviendas cuenta con este servicio. Ver figura 7

Figura 7.

Cobertura de servicios básicos



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2014, pág. 239

Con respecto a la educación, en el cantón Mejía la mayoría de los planteles educativos se ubican en la cabecera cantonal, y en cada parroquia existe por lo menos un jardín de infantes, una escuela y un colegio. (Mejía, 2014, pág. 15)

Según las estadísticas del INEC 2010, la situación de salud de la población tiene un índice 50,74 %, con una mortalidad infantil muy alta del 45,94 %, pues casi representa la mitad de los nacidos vivos. Los hogares con saneamiento básico son del 69,10 % y el personal de salud por cada 10 000 habitantes es del 12,74 %.

En cuanto a la red vial, la vía principal del cantón es la Panamericana sur E35, es de primer orden y atraviesa las parroquias de Cutuglahua, San Francisco, Tambillo, Machachi, Aloasí, Manuel Cornejo Astorga; esta vía conecta al norte con el Distrito Metropolitano de Quito, al este con el cantón Santo Domingo y al sur con la provincia de Cotopaxi. (IEE, 2013, pág. 17)

En la tabla 1 se muestra cómo está compuesta la red vial del cantón.

Tabla 1.

Red vial del cantón Mejía

VÍAS	KM	%
Pavimentada o asfaltada, 2 o más vías	11,87	0,92
Revestimiento suelto o ligero, 2 o más vías	10,96	0,85
Revestimiento suelto o ligero, 1 vía	715,37	55,18
Camino de verano	240,26	18,53
Autopista, pavimentada o asfaltada, más de 2 vías con parterre o separador	108,76	8,39
Calle	191,88	14,8
Sendero	11,79	0,91
Herradura	5,41	0,42
Puente	0,14	0,01
TOTAL	1296,44	100

Nota. Se presenta el porcentaje y los kilómetros del estado de las vías del cantón Mejía.

Elaborado por: La autora, con información del IEE, 2013, pág. 17

1.8. Aspectos naturales

1.8.1. Características climáticas

Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, la altitud está entre los 600 y 4 750 msnm; en el cantón se tiene diferentes zonas climáticas que son: zona subtropical con temperaturas que varían de 18 a 22 °C, esta zona es predominante en la parroquia Manuel Cornejo Astorga; en el sector occidental del cantón se tiene una zona templada fría, con temperaturas entre 6 y 12 °C. Además de estas zonas, se tiene otro piso climático en donde se encuentran el cerro Corazón, la Viudita, los

nevados Illinizas y Rumiñahui, el volcán Pasochoa, y en el límite sur, el volcán Cotopaxi, elevaciones que superan los 3 000 m y en las cuales la temperatura varía de 3 a 6 °C.

Para el presente proyecto se utilizará la estación agrometeorológica (AP) Izobamba M0003, por encontrarse cerca del área del proyecto; la tabla 2, contiene información de dicha estación.

Tabla 2.

Información de la estación agrometeorológica Izobamba

Código	M0003
Estación	Izobamba
Tipo	AP
Latitud	0° 22' 0"
Longitud	78° 33' 0"
Altitud (m)	3 058
Provincia	Pichincha
Institución propietaria	INAMHI

Nota. Se presentan los datos más importantes de la estación agrometeorológica Izobamba.

Elaborado por: La autora, con información del INAMHI, Anuario meteorológico N° 53-2013, 2017, pág. 18

Con respecto a la precipitación, los valores medios mensuales más abundantes son en los meses de enero, marzo, abril y octubre. De acuerdo a los valores de las series 1985-2009, las isoyetas varían desde 1 000 hasta 3 000 mm de precipitación. (Mejía, 2014, pág. 35)

En la tabla 3 se muestran datos climatológicos del cantón Mejía generados por la estación agrometeorológica Izobamba M0003.

Tabla 3.

Datos climatológicos del cantón Mejía

DESCRIPCIÓN	VALORES
Temperatura mínima	1,8 °C
Temperatura promedio	11,9 °C
Temperatura máxima	21,5 °C
Precipitación promedio mensual	131 mm
Humedad relativa	77,6 %
Velocidad máxima promedio del viento	7,6 m/s

DESCRIPCIÓN	VALORES
Velocidad mínima promedio del viento	4 m/s
Dirección promedio de los vientos	Este
Nubosidad promedio	5,4 octavos
Nubosidad máxima	6 octavos enero - mayo
Nubosidad mínima	4 octavos julio - agosto

Nota. Se presentan los datos climatológicos más relevantes del cantón Mejía. Elaborado por: La autora, con información del plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Mejía, 2014, pág. 35

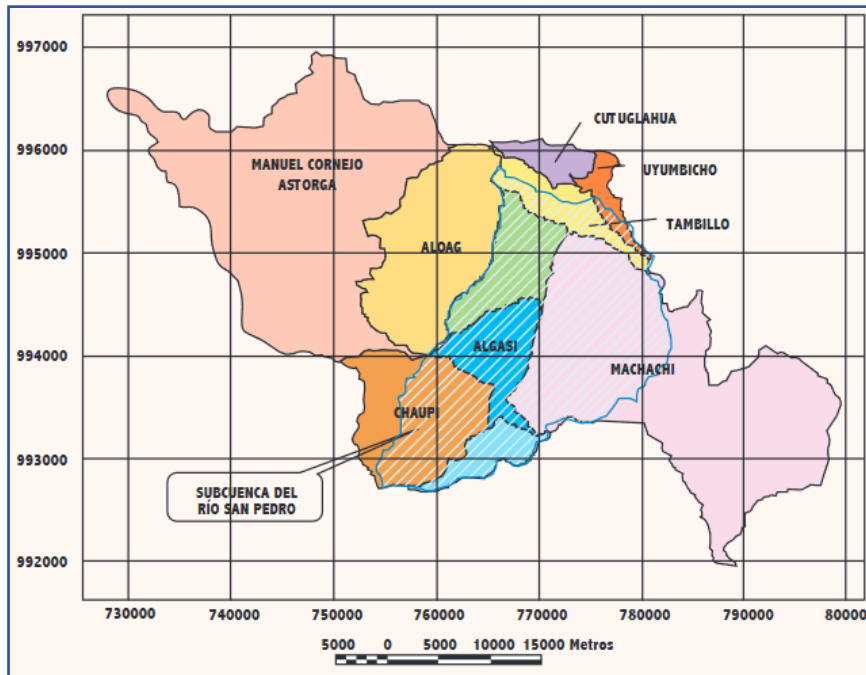
1.8.2. Recursos hídricos

La subcuenca del río San Pedro, casi en su totalidad, se localiza en la provincia de Pichincha dentro de las jurisdicciones de los cantones Mejía, Rumiñahui y Quito, tiene una superficie de 76 430 ha aproximadamente, su principal afluente es el río Pita que nace en el volcán Cotopaxi y que confluye con el San Pedro, en el sector sureste del cerro Ilaló y dan origen al río Guayllabamba.

El río San Pedro atraviesa el valle de Machachi (ver figura 8) y su agua se la utiliza para actividades agrícolas, ganaderas y consumo humano. Además, se capta el recurso para abastecer de agua potable y generar energía eléctrica a favor del Distrito Metropolitano de Quito. (CODECAME, 2006, pág. 3)

Figura 8.

Ubicación de la subcuenca del río San Pedro



Nota. El polígono de color celeste delimita la subcuenca del río San Pedro en el cantón Mejía. Fuente: CODECAME, 2006, pág. 3

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Definición de colector

Un colector es un conducto, por lo general circular o rectangular, que sirve para recolectar los caudales de tuberías secundarias de sistemas de alcantarillado; para este proyecto se dimensionarán colectores circulares, de PVC, tipo combinado, debido a que las redes secundarias de alcantarillado son de carácter combinado, es decir recolecta y conduce las aguas residuales y aguas pluviales por una misma tubería.

2.2. Definición de emisario

Un emisario es una tubería o un canal que recibe las aguas residuales de sistemas de alcantarillado o de colectores y las conduce hacia una planta de tratamiento; para este proyecto se dimensionarán emisarios de PVC, tipo combinado, puesto que los colectores a diseñarse son del mismo tipo.

2.3. Parámetros de diseño

2.3.1. *Periodo de diseño*

El periodo de diseño es el intervalo de tiempo en el cual un proyecto cumple su máxima capacidad, este tiempo depende de la demanda del servicio, de la vida útil de los componentes del sistema, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y de las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 27)

Para el presente proyecto, se considerará un período diseño mínimo de 25 años de acuerdo con lo que establece la norma técnica ecuatoriana INEN 1752, pág. 5.

2.3.2. *Población futura*

“La estimación de la población es un aspecto principal del planeamiento de un sistema de alcantarillado. Esta población debe corresponder a la proyectada al final del

período de diseño, llamado también año horizonte de planeamiento del proyecto. Además, debe estimarse la población futura cada 5 años hasta el año horizonte.” (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 27)

Para la estimación de la población futura se trabajará con datos de crecimiento poblacional de las parroquias Aloasí y Alóag, mostrados en las tablas 4 y 5 respectivamente, debido a que en estas 2 parroquias se desarrollará el proyecto.

Tabla 4.

Datos poblacionales de la parroquia Aloasí

AÑO CENSAL	POBLACIÓN (habitantes)	TASA DE CRECIMIENTO (%)
1982	4450	
1990	5175	1,887
2001	6855	2,556
2010	9686	3,841

Nota. Se presentan datos de la población y tasa de crecimiento, de los 3 últimos censos de la parroquia de Aloasí. Elaborado por: La autora, con información del INEC, 2010.

Tabla 5.

Datos poblacionales de la parroquia Alóag

AÑO CENSAL	POBLACIÓN (habitantes)	TASA DE CRECIMIENTO (%)
1982	5689	
1990	6301	1,277
2001	8850	3,088
2010	9237	0,476

Nota. Se presentan datos de la población y tasa de crecimiento, de los 3 últimos censos de la parroquia de Alóag. Elaborado por: La autora, con información del INEC, 2010

En el caso de la parroquia de Aloasí, la población que se va a proyectar se la determinará a través de la densidad poblacional de esta, puesto que el área de aporte a la red será solo la del sector norte de Aloasí; entonces, la densidad poblacional para este sector es 6,53 hab/ha, este valor se tomó de la información otorgada por la EPAA-Mejía.

Para el cálculo de la población futura existen varios métodos de estimación, de los cuales se analizan 3 métodos y se escogerá el más apropiado para obtener la población de diseño del proyecto.

2.3.2.1. Método aritmético

Este método tiene un comportamiento de crecimiento lineal, es decir la población crece en una misma cantidad cada unidad de tiempo, se sugiere utilizar para periodos cortos de tiempo (menores de 2 años). (Torres-Degró, 2011, pág. 147)

Por las razones expuestas anteriormente, este método se descarta para la estimación de población futura de este proyecto, puesto que el periodo de diseño del proyecto es de 25 años.

2.3.2.1. Método geométrico

Este método se usa cuando las poblaciones presentan una actividad económica importante, generan un apreciable desarrollo y poseen importantes áreas de expansión que pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. (RAS-2000, pág. B.30).

La tasa de crecimiento se determina con la ecuación 1.

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ca}}\right)^{\frac{1}{T_{uc}-T_{ca}}} - 1 \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

r: Tasa de crecimiento

P_{uc} : Población del último censo (hab.)

P_{ca} : Población del censo anterior al último (hab.)

T_{ca} : Año del censo anterior al último

T_{uc} : Año del último censo

Parroquia Aloasí

$$r = \left(\frac{9686}{6855}\right)^{\frac{1}{2010-2001}} - 1$$

$$r = 0,0392 = 3,92 \%$$

Parroquia Alóag

$$r = \left(\frac{9237}{8850}\right)^{\frac{1}{2010-2001}} - 1$$

$$r = 0,00477 = 0,477 \%$$

La población futura se determina con la ecuación 2.

$$P_f = P_{uc} * (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

P_f : Población futura para el año proyectado (hab.)

T_f : Año de proyección

Parroquia Aloasí

La población inicial de la parroquia de Aloasí se la determina a través de la densidad poblacional, como se indicó en la **sección 2.3.2.**

Densidad poblacional: $D = 6,53$ hab/ha

Área de influencia: $A = 66,244$ ha

$$P_i = D * A$$

$$P_i = 6,53 * 66,244$$

$$P_i = 433 \text{ habitantes}$$

$$P_f = 433 * (1 + 0,0392)^{2045-2010}$$

$$P_f = 1\ 161 \text{ habitantes}$$

Parroquia Alóag

$$P_f = 9237 * (1 + 0,00477)^{2045-2010}$$

$$P_f = 10\ 910 \text{ habitantes}$$

2.3.2.2. Método exponencial

Para este método se necesita conocer al menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población, es recomendable para poblaciones

con un apreciable desarrollo y que posean abundantes áreas de expansión. (RAS-2000, pág. B.31)

La tasa de crecimiento se determina con la ecuación 3.

$$r = \frac{\ln P_{uc} - \ln P_{ca}}{T_{ca} - T_{uc}} \quad (\text{Ec. 3})$$

Parroquia Aloasí

$$r = \frac{\ln(9686) - \ln(6855)}{2010 - 2001}$$

$$r = 0,0384 = 3,84 \%$$

Parroquia Alóag

$$r = \frac{\ln(9237) - \ln(8850)}{2010 - 2001}$$

$$r = 0,00476 = 0,476 \%$$

La población futura se determina con la ecuación 4.

$$P_f = P_{uc} * e^{r*(T_f - T_{uc})} \quad (\text{Ec. 4})$$

Parroquia Aloasí

$$P_f = 433 * e^{0,0384*(2045-2010)}$$

$$P_f = 1\ 161 \text{ habitantes}$$

Parroquia Alóag

$$P_f = 9237 * e^{0,00476*(2045-2010)}$$

$$P_f = 10\ 910 \text{ habitantes}$$

2.3.2.3. Selección del método de análisis poblacional

En los cálculos de estimación de la población futura obtenidos con las ecuaciones 2 y 4, se observa que el número de habitantes es el mismo para los métodos geométrico y exponencial, esto se debe a que la tasa de crecimiento calculada con la ecuación 1 (método geométrico) se asemeja al valor de la tasa de crecimiento calculada con la ecuación 3

(método exponencial), por lo que se puede utilizar cualquiera de los dos métodos para la proyección de la población futura del presente proyecto.

Para poder elegir uno de los dos métodos (geométrico o exponencial), se realizó un análisis estadístico en el software SPSS, en el cual se obtuvieron valores del coeficiente de determinación, test de F, entre otros. El coeficiente de determinación (R^2) representa el porcentaje de influencia de la variable independiente (año) sobre la variable dependiente (población), es decir que entre más alto sea este coeficiente el modelo se ajusta mejor a lo real, cuando se tienen valores iguales de R^2 entre dos métodos a escoger, se analiza el valor de F, cuanto más alto sea este valor más se relacionan las variables, es decir mejor es el modelo.

En la tabla 6 se observan los valores de R^2 y F, y de acuerdo a estos se selecciona el método exponencial para la determinación de la población futura de la parroquia de Aloasí.

Tabla 6.

Análisis estadístico poblacional de la parroquia de Aloasí

MÉTODO	R²	F
Lineal	0,965	165,989
Logarítmico	0,964	161,645
Potencia	1	975882,03
Exponencial	1	1,046E+10

Elaborado por: La autora

En la tabla 7 se observan los valores de R^2 y F, y de acuerdo a estos se seleccionó el método exponencial para la determinación de la población futura de la parroquia de Alóag.

Tabla 7.*Análisis estadístico poblacional de la parroquia de Alóag*

MÉTODO	R²	F
Lineal	0,999	10657,098
Logarítmico	0,999	8744,437
Potencia	1	1004579,936
Exponencial	1	34124570,58

Elaborado por: La autora

La tabla 8 contiene los resultados de la población proyectada en el sector norte de Aloasí, valores que se obtuvieron por el método exponencial y su gráfico representativo se observa en la figura 9.

La tasa de crecimiento obtenida es 3,84 %.

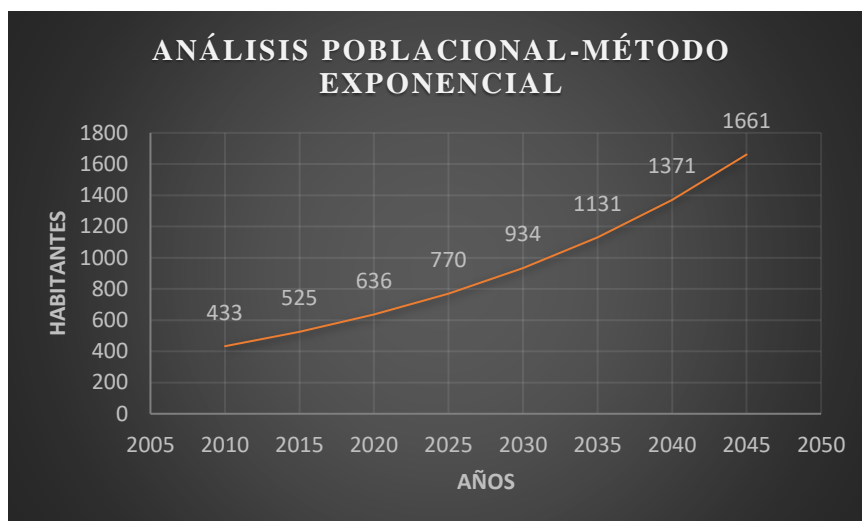
Tabla 8.*Resultados de la población futura de la parroquia Aloasí*

PERIODO DISEÑO	AÑO	POB. FUTURA (HABITANTES)	PERIODO DISEÑO	AÑO	POB. FUTURA (HABITANTES)
0	2010	433	18	2028	864
1	2011	450	19	2029	898
2	2012	468	20	2030	934
3	2013	486	21	2031	970
4	2014	505	22	2032	1008
5	2015	525	23	2033	1048
6	2016	545	24	2034	1089
7	2017	567	25	2035	1131
8	2018	589	26	2036	1175
9	2019	612	27	2037	1222
10	2020	636	28	2038	1269
11	2021	661	29	2039	1319
12	2022	687	30	2040	1371
13	2023	713	31	2041	1424
14	2024	741	32	2042	1480
15	2025	770	33	2043	1538
16	2026	801	34	2044	1598
17	2027	832	35	2045	1661

Elaborado por: La autora

Figura 9.

Población futura de Aloasí



Nota. El gráfico muestra un crecimiento poblacional de tipo exponencial, el cual indica que con el pasar de los años la población del sector norte de la parroquia de Aloasí aumenta. Elaborado por: La autora

La población futura de la parroquia Aloasí para un periodo de diseño de 25 años será de 1 661 habitantes.

La tabla 9 contiene los resultados de la población proyectada en la parroquia de Alóag, valores que se obtuvieron por el método exponencial y su gráfico representativo se observa en la figura 10.

La tasa de crecimiento es 0,476 %.

Tabla 9.

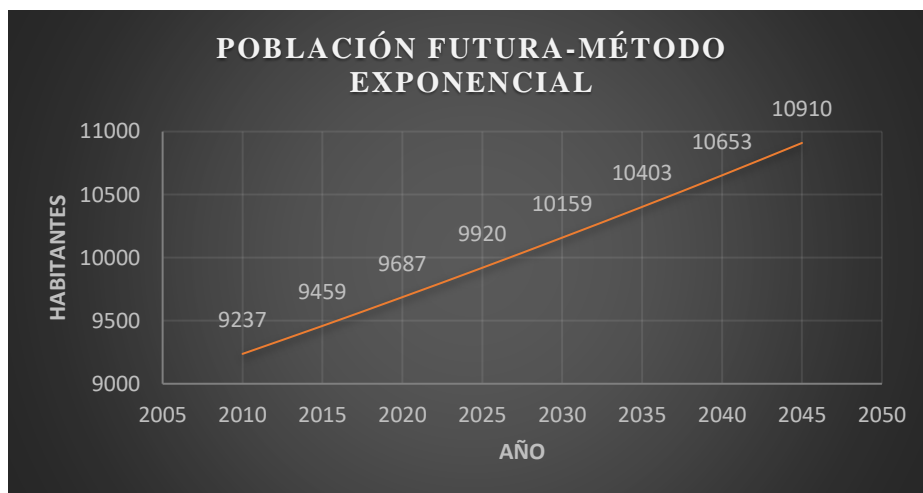
Resultados de la población futura de la parroquia Alóag

PERIODO DISEÑO	AÑO	POB. FUTURA (HABITANTES)	PERIODO DISEÑO	AÑO	POB. FUTURA (HABITANTES)
0	2010	9237	18	2028	10063
1	2011	9281	19	2029	10110
2	2012	9325	20	2030	10159
3	2013	9370	21	2031	10207
4	2014	9414	22	2032	10256
5	2015	9459	23	2033	10305
6	2016	9504	24	2034	10354
7	2017	9550	25	2035	10403

PERIODO DISEÑO	AÑO	POB. FUTURA (HABITANTES)	PERIODO DISEÑO	AÑO	POB. FUTURA (HABITANTES)
8	2018	9595	26	2036	10453
9	2019	9641	27	2037	10503
10	2020	9687	28	2038	10553
11	2021	9733	29	2039	10603
12	2022	9779	30	2040	10653
13	2023	9826	31	2041	10704
14	2024	9873	32	2042	10755
15	2025	9920	33	2043	10807
16	2026	9967	34	2044	10858
17	2027	10015	35	2045	10910

Elaborado por: La autora

Figura 10. Población futura de Alóag



Nota. El gráfico muestra un crecimiento poblacional de tipo exponencial, el cual indica que con el pasar de los años la población de la parroquia de Alóag aumenta. Elaborado por: La autora

La población futura de la parroquia Alóag para un periodo de diseño de 25 años será de 10 910 habitantes.

2.3.3. Dotación

Es la cantidad de agua que consume diariamente un habitante para satisfacer sus necesidades, la dotación de agua se expresa en l/hab/día.

La dotación de agua se obtiene de la tabla que se encuentra en las normas técnicas de estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para

poblaciones mayores a 1 000 habitantes, tabla que se basa en el número de habitantes y el clima.

La temperatura media anual del cantón Mejía, registrada con la estación Izobamba es 11,9 °C, temperatura que caracteriza al clima del cantón como frío, por lo cual para este proyecto se adopta, según la tabla 10, una dotación de 180 l/hab/día,

Tabla 10.

Dotación media futura

POBLACIÓN (habitantes)	CLIMA	DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día)
Hasta 5000	Frío	120 - 150
	Templado	130 - 160
	Cálido	170 - 200
De 5000 a 50000	Frío	180 - 200
	Templado	190 - 220
	Cálido	200 - 230
Más de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Elaborado por: La autora, con información de las normas técnicas del EX-IEOS, 1992, pág. 65

2.3.4. Trazado de la red

El trazado de la red deberá proyectarse con el fin de lograr, lo más económicamente posible, la evacuación de aguas residuales de la población de diseño y conducir las al sitio de descarga final, el cual deberá ser determinado y localizado previamente. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 43)

Para el presente proyecto se trazarán 8 redes (4 colectores y 4 emisarios), teniendo en cuenta la topografía y el catastro de las zonas de estudio, los planos del trazado del sistema se presentan en el **Anexo 5**.

2.3.5. Áreas tributarias

Corresponden a las áreas que aportan a cada una de las tuberías de las redes de colectores y emisarios, para este proyecto, en el caso de los colectores estas áreas se delimitarán trazando líneas de cumbres de acuerdo a la topografía, y en el caso de los emisarios, en zonas donde no es posible la existencia de población futura, se tomarán como mínimo valores de 0,01 ha, para cada tramo. En el **Anexo 5**, se presenta los planos del trazado de áreas tributarias.

2.3.6. Caudales de aguas residuales

Los caudales de aguas residuales que se evacuarán por medio de redes de alcantarillado, son de carácter doméstico, comercial, institucional, industrial, por infiltración y de conexiones erradas.

En este caso, para el caudal de diseño sanitario no se considerará los caudales comerciales, puesto que dentro del área del proyecto no existen locales comerciales.

2.3.6.1. Caudal doméstico Q_D

El caudal doméstico se obtiene mediante las fórmulas:

$$Q_D = d_{neta} * D * Ard * R / 86400 \quad (\text{Ec. 5})$$

$$Q_D = \frac{d_{neta} * Pf * R}{86400} \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

Q_D : Caudal doméstico (l/s)

d_{neta} : Dotación neta por habitante (l/ha/día)

D: Densidad de población futura (hab/ha)

Ard: Área residencial bruta de drenaje sanitario (ha)

Pf: Población proyectada (habitantes)

R: Coeficiente de retorno

2.3.6.1.1. Coeficiente de retorno R

Es la relación entre el volumen de agua residual que se evacúa y el volumen de agua que se consume por el usuario o usuarios. Cuando no se tienen datos de campo se estima este coeficiente por medio de un rango de valores de la tabla 11, dependiendo del nivel de complejidad del sistema.

2.3.6.1.2. Nivel de complejidad del proyecto

El nivel de complejidad de un sistema se lo determina en base a la población proyectada, de acuerdo con lo que establece el Anexo técnico RAS 2000 en su título A, como se muestra en la tabla 11.

Tabla 11.

Asignación del nivel de complejidad del proyecto

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	POBLACIÓN PROYECTADA (habitantes)
Bajo	< 2500
Medio	2501 - 12500
Medio alto	12501 - 60000
Alto	> 60000

Elaborado por: La autora, con información del RAS 2000, pág. A.9

La asignación del nivel de complejidad se lo hace para cada componente del sistema, este proyecto se compone de redes de colectores, emisarios y planta de tratamiento, en este caso se escogerá un nivel de complejidad que engloba todo el proyecto como un solo sistema.

Por lo tanto, el nivel de complejidad de este proyecto es medio alto, y de acuerdo a esto se toma de la tabla 12 un valor de coeficiente de retorno de 0,8.

Tabla 12.

Coeficientes de retorno de aguas residuales domésticas

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	COEFICIENTES DE RETORNO
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto	0,8 - 0,85

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 30

2.3.6.2. Caudal industrial Q_{IND}

Corresponde a la descarga de agua residual de establecimientos industriales y varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria. Según la norma EMAAP-Q-2009 para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los valores mostrados en la tabla 13.

Tabla 13.

Contribución industrial

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCIÓN INDUSTRIAL (l/s/ha-ind.)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1 - 1,5

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 31

El valor de contribución industrial es 0,8, el cual se multiplica por el área de las industrias Ecofroz S.A, y planta procesadora de leche El Ordeño, que están dentro del área del proyecto y así obtener el caudal industrial para obtener el caudal industrial de estas.

$$Q_{IND} = c_{IND} * A_{IND} \quad (\text{Ec. 7})$$

2.3.6.3. Caudal institucional Q_{INS}

Corresponde a la descarga de agua residual de establecimientos institucionales y varía de acuerdo al tipo y tamaño de la institución. Según la norma EMAAP-Q-2009 para instituciones pequeñas localizadas en zonas residenciales pueden utilizarse los valores mostrados en la tabla 14.

Tabla 14.

Contribución institucional mínima en zonas residenciales

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCIÓN INSTITUCIONAL (l/s/ha-inst.)
Cualquiera	0,4 - 0,5

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 32

Se toma el valor de 0,4 como valor de contribución institucional. Para obtener el caudal institucional, este valor se multiplica por el área del Fuerte Militar Atahualpa, la cual está dentro del área del proyecto.

$$Q_{INS} = c_{INS} * A_{INS} \quad (\text{Ec. 8})$$

2.3.6.4. Caudal medio diario Q_{MD}

El caudal medio diario de aguas residuales resulta de la sumatoria de los caudales doméstico, industrial e institucional.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_{IND} + Q_{INS} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

Q_D : Caudal doméstico (l/s)

Q_{IND} : Caudal industrial (l/s)

Q_{INS} : Caudal institucional (l/s)

2.3.6.5. Caudal máximo horario Q_{MH}

El caudal máximo horario es el resultado del caudal medio diario multiplicado por el factor de mayoración M.

$$Q_{MH} = Q_{MD} * M \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

Q_{MH} : Caudal máximo horario (l/s)

Q_{MD} : Caudal medio diario (l/s)

F: Factor de mayoración

2.3.6.5.1. Factor de mayoración M

El factor de mayoración considera las variaciones que hay en el consumo de agua por parte de la población, y disminuye conforme aumenta el número de habitantes.

Para el presente proyecto se utilizará un factor de mayoración de acuerdo con las ecuaciones de Harmon, Babbit y Flores (basadas en la población proyectada), y a las ecuaciones de Los Ángeles y Tchobanoglous (basadas en el caudal medio diario); el valor del factor de mayoración que se escogerá debe estar dentro del rango 1,43-2,66, según la norma EMAAP-Q, 2009, pág. 37.

$$M = 1 + \frac{14}{(4+P^{0,5})} \quad (\text{Ec. Harmon})$$

$$M = \frac{5}{P^{0,2}} \quad (\text{Ec. Babbit})$$

$$M = \frac{3,5}{P^{0,1}} \quad (\text{Ec. Flores})$$

$$M = \frac{3,53}{Q_{MD}^{0,0914}} \quad (\text{Ec. de Los Ángeles})$$

$$M = \frac{3,70}{Q_{MD}^{0,0733}} \quad (\text{Ec. Tchobanoglous})$$

En la tabla 15 se presentan los valores del factor de mayoración, a través de las ecuaciones de Harmon, Babbit y Flores, determinados a partir de la población futura de Aloasí y Alóag, debido a que el área del proyecto está dentro de estas parroquias.

Tabla 15.

Factor de mayoración de acuerdo a la población

PARROQUIA	POBLACIÓN	FACTOR DE MAYORACIÓN M		
		HARMON	BABBIT	FLORES
Aloasí	1661	1,31	1,13	1,67
Alóag	10910	1,13	0,78	1,38

Nota. Contiene los valores del factor de mayoración obtenido con las ecuaciones de Harmon, Babbit y Flores, para las parroquias Aloasí y Alóag. Elaborado por: La autora

Para el diseño del colector y emisario 1, que se proyectan en el sector norte de la parroquia de Aloasí el factor de mayoración que se adopta es 1,67, el cual se obtuvo mediante la ecuación de Flores, por estar dentro del rango de la norma EMAAP-Q, 2009 que se mencionó en la **sección 2.3.6.5.1.**; por el contrario, para los otros colectores y emisarios que se proyectan en la parroquia de Alóag ningún valor del factor de mayoración de las fórmulas basadas en la población proyectada, está dentro del rango de la norma por lo que, se procede a determinar el factor mediante las ecuaciones de Los Ángeles y Tchobanoglous que se basan en el caudal medio diario.

En la tabla 16 se presentan los valores del factor de mayoración, determinado a partir del caudal medio diario, para los colectores y emisarios de la parroquia de Alóag.

Tabla 16.

Factor de mayoración de acuerdo al caudal medio diario de la parroquia Alóag

QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	
	Los Ángeles	Tchobanoglous
18,183	2,71	2,99

Nota. Contiene los valores del factor de mayoración obtenido con las ecuaciones de Los Ángeles y Tchobanoglous, para la parroquia de Alóag. Elaborado por: La autora

Los valores del factor de mayoración, obtenidos en la tabla 16 están fuera del rango de la norma EMAAP-Q, 2009, al igual que los obtenidos en la tabla 15, por lo que se decidió tomar como factor de mayoración al valor inferior de la norma que es 1,43 para los colectores y emisarios de la parroquia de Alóag.

2.3.6.6. Caudal de conexiones erradas Q_{CE}

Este caudal proviene de las aguas lluvias de techos y patios con malas conexiones. Si no se dispone de registros de caudales medidos, se dan como guía valores máximos de los aportes por conexiones erradas, en caso de que exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 32).

La tabla 17 muestra los valores máximos de aportes de conexiones erradas.

Tabla 17.

Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	Aporte (l/s-ha)
Bajo y medio	0,2 - 2
Medio alto y alto	0,1 - 1

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 33

De acuerdo al nivel de complejidad del sistema, medio alto, se toma un valor de aporte por conexiones erradas de 0,1 l/s-ha.

2.3.6.7. Caudal por infiltración Q_{INF}

Para la determinación del valor de aporte por infiltración se puede tomar los valores de la tabla 18, para ello se debe tener en cuenta la topografía el lugar, características del suelo, nivel freático, precipitaciones.

Tabla 18.

Aportes por infiltración

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
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

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado EMAAP-Q, 2009, pág. 33

Para el presente proyecto se ha considerado una infiltración baja y por el nivel de complejidad del sistema medio alto, se toma un valor de aporte de infiltración de 0,05 de la tabla 18.

2.3.6.8. Caudal de diseño sanitario Q_S

El caudal de diseño sanitario es la suma del caudal máximo horario, caudal por conexiones erradas y caudal de infiltración.

$$Q_S = Q_{MH} + Q_{CE} + Q_{INF} \quad (\text{Ec. 11})$$

2.3.7. Caudal pluvial Q_P

Es aquel que proviene de las precipitaciones que se dan dentro del área del proyecto, es recolectado en un área de drenaje y está en función de la intensidad, duración y frecuencia de lluvias del sector.

2.3.7.1. Periodo de retorno T_r

Es la probabilidad de ocurrencia en mayor o igual intensidad de un evento determinado. El presente proyecto se considera como un sistema de micro drenaje, por lo que se tomará un periodo de 10 años, según lo que establece la norma (EX-IEOS, 1992, pág. 278) en la **sección 5.1.5.6** “el sistema de micro drenaje se dimensionará para el escurrimiento cuya ocurrencia tenga un período de retorno entre 2 y 10 años, seleccionándose la frecuencia de diseño en función de la importancia del sector y de los daños y molestias que puedan ocasionar las inundaciones periódicas.”

2.3.7.2. Método racional

En el presente proyecto se utilizará el método racional para la determinación del caudal pluvial, este método es aplicable para cuencas de drenaje menores a 100 ha.

$$Q_P = \frac{c * I * A}{0,36} \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

Q_P : Caudal pluvial (l/s)

c: Coeficiente de escorrentía

A: Área de drenaje (ha)

I: Intensidad de precipitación (mm/h)

2.3.7.2.1. Coeficiente de escorrentía c

“El coeficiente de escorrentía es la variable menos precisa del método racional.” (Chow V., 1994, pág. 510), puesto que, depende de varios factores como el tipo de superficie, la vegetación, las características y condiciones del suelo, la pendiente del terreno.

El presente proyecto está compuesto de 4 colectores (1 en la parroquia de Aloasí y 3 en Alóag) y 4 emisarios (1 en Aloasí y 3 en Alóag), por lo que se determinará el coeficiente de escorrentía para cada uno de ellos, mediante las tablas 19 y 20.

Tabla 19.

Coeficiente de escorrentía rural

Vegetación y topografía	Textura del suelo			
	Limo arenoso abierto	Arcilla y limo	Arcilla abierta	
Bosque	Plano (0-5) %	0,10	0,30	0,40
	Ondulada (5-10) %	0,25	0,35	0,50
	Montañosa (10-30) %	0,30	0,50	0,60
Pastura	Plano (0-5) %	0,10	0,30	0,40
	Ondulada (5-10) %	0,16	0,36	0,55
	Montañosa (10-30) %	0,22	0,42	0,60
Cultivos	Plano (0-5) %	0,30	0,50	0,60
	Ondulada (5-10) %	0,40	0,60	0,70
	Montañosa (10-30) %	0,52	0,72	0,82

Nota. Indica el valor del coeficiente de escorrentía en base a características físicas, topografía y tipo de suelo, para zonas rurales. Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 80

Tabla 20.

Coeficiente de escorrentía urbana

Descripción del área	Coeficiente de escorrentía
<i>Negocios</i>	
Centro	0,70 - 0,95
Barrios	0,50 - 0,75
<i>Residencial</i>	
Unifamiliar	0,30 - 0,60
Multi unidades contiguas	0,40 - 0,75
Departamentos	0,60 - 0,85
<i>Industrias</i>	
Livianas	0,50 - 0,80

Descripción del área	Coefficiente de escorrentía
Pesadas	0,60 - 0,90
Sin mejoras	0,10 - 0,30

Nota. Indica el valor del coeficiente de escorrentía para zonas urbanas. Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 80

Para el colector 4 se toma un coeficiente de escorrentía de 0,3, valor que se toma de la tabla 20, el cual corresponde a un área residencial unifamiliar.

Los colectores 1, 2 y 3, y los emisarios 1, 2, 3 y 4 tienen subáreas de diferentes características, por lo que valores del coeficiente de escorrentía para cada subárea es diferente, por esta razón se determinará el promedio ponderado del coeficiente de escorrentía. El coeficiente de escorrentía ponderado se calcula con la siguiente fórmula, y los diferentes valores de este coeficiente, se presentan a partir de la tabla 21 a la 27 para cada uno de los colectores y emisarios antes mencionados, respectivamente.

$$C_{\text{ponderado}} = \frac{\sum(A_i * c_i)}{A_t} \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde:

$C_{\text{ponderado}}$: Coeficiente de escurrimiento ponderado

A_i : Área parcial (ha)

c_i : Coeficiente de escurrimiento de acuerdo al tipo de superficie

A_t : Área total (ha)

Tabla 21.

Coefficiente de escorrentía ponderado para colector 1

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
<i>Cultivos</i>			
Plano (0-5) %	5,466	0,3	1,64
Ondulada (5-10) %	1,515	0,4	0,606
<i>Residencial</i>			
Unifamiliar	23,883	0,3	7,165
<i>Industrias</i>			

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
Livianas	11,687	0,5	5,844
Σ	42,550		5,254

Elaborado por: La autora

$$C_{ponderado} = \frac{15,254}{42,550} = 0,36$$

Tabla 22.

Coficiente de escorrentía ponderado para colector 2

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
<i>Cultivos</i>			
Plano (0-5) %	0,756	0,30	0,227
Ondulada (5-10) %	2,424	0,40	0,970
<i>Residencial</i>			
Unifamiliar	15,825	0,30	4,748
Σ	19,005		5,944

Elaborado por: La autora

$$C_{ponderado} = \frac{5,944}{19,005} = 0,31$$

Tabla 23.

Coficiente de escorrentía ponderado para colector 3

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
<i>Cultivos</i>			
Plano (0-5) %	11,331	0,30	3,399
Ondulada (5-10) %	4,393	0,40	1,757
Montañosa (10-30) %	0,376	0,52	0,195
<i>Pastura</i>			
Plano (0-5) %	11,939	0,10	1,194
<i>Residencial</i>			
Unifamiliar	9,323	0,30	2,797
Σ	37,361		9,343

Elaborado por: La autora

$$C_{ponderado} = \frac{9,343}{37,361} = 0,25$$

Tabla 24.*Coefficiente de escorrentía ponderado para emisario 1*

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
<i>Cultivos</i>			
Plano (0-5) %	0,06	0,3	0,018
<i>Pastura</i>			
Plano (0-5) %	0,21	0,1	0,019
Ondulada (5-10) %	0,02	0,16	0,003
<i>Residencial</i>			
Unifamiliar	20,725	0,3	6,218
<i>Industrias</i>			
Livianas	2,909	0,5	1,455
Σ	23,904		7,712

Elaborado por: La autora

$$c_{ponderado} = \frac{7,712}{23,904} = 0,32$$

Tabla 25.*Coefficiente de escorrentía ponderado para emisario 2*

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
<i>Pastura</i>			
Plano (0-5) %	0,15	0,10	0,015
Ondulada (5-10) %	0,02	0,16	0,0032
Σ	0,17		0,0182

Elaborado por: La autora

$$c_{ponderado} = \frac{0,0182}{0,17} = 0,11$$

Tabla 26.*Coefficiente de escorrentía ponderado para emisario 3*

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
<i>Pastura</i>			
Plano (0-5) %	0,12	0,1	0,02
Ondulada (5-10) %	0,01	0,16	0,002
<i>Residencial</i>			
Unifamiliar	5,384	0,30	1,615
Σ	5,514		1,629

Elaborado por: La autora

$$C_{ponderado} = \frac{1,629}{5,514} = 0,3$$

Tabla 27.

Coficiente de escorrentía ponderado para emisario 4

Descripción del área	Ai (ha)	ci	Ai*ci (ha)
<i>Pastura</i>			
Plano (0-5) %	0,04	0,1	0,004
Ondulada (5-10) %	0,01	0,16	0,0016
Σ	0,05		0,0056

Elaborado por: La autora

$$C_{ponderado} = \frac{0,0056}{0,05} = 0,11$$

2.3.7.2.2. *Intensidad de precipitación I*

Es la cantidad de agua lluvia (precipitación media en milímetros) que cae en una unidad de área por un determinado tiempo, es inversamente proporcional a la duración de la tormenta. Para el presente proyecto se utilizarán las ecuaciones de precipitación anual (curvas IDF) método nuevo, de la estación Izobamba M0003, las cuales se muestran en la 28.

Tabla 28.

Ecuaciones de intensidad, estación M0003 Izobamba

CÓDIGO	ESTACIÓN	INTERVALOS DE TIEMPO (minutos)	ECUACIONES
M0003	Izobamba	5 < 30	$I = 164,212 * T_r^{0,1650} * t_c^{-0,4326}$
		30 < 120	$I = 371,072 * T_r^{0,1575} * t_c^{-0,6771}$
		120 < 1440	$I = 929,503 * T_r^{0,1614} * t_c^{-0,8773}$

Elaborado por: La autora, con la información del estudio de lluvias intensas del INAMHI, 2016, pág. 30

Donde:

I: Intensidad de precipitación (mm/h)

T_r : Periodo de retorno (años)

t_c : Tiempo de concentración (h)

2.3.7.2.3. *Tiempo de concentración t_c*

El tiempo de concentración está definido como el tiempo en el cual una gota de agua lluvia viaja desde el punto más alejado de una cuenca de aportación hasta el punto de desagüe o punto de estudio.

El tiempo de concentración se determina mediante la suma del tiempo inicial de entrada al sistema de alcantarillado más el tiempo de flujo a lo largo del mismo. “En los puntos de convergencia de dos o más tuberías, deberá usarse el mayor de los tiempos de concentración encontrados.” (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 88)

$$t_c = t_i + t_f \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración (minutos)

t_i : Tiempo inicial o de entrada al sistema de alcantarillado

t_f : Tiempo de flujo a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado (minutos)

“El tiempo de concentración mínimo en pozos iniciales es 10 minutos y máximo 20 minutos. El tiempo de entrada mínimo es 5 minutos.” (RAS_TítuloD, 2000, pág. D.48)

El tiempo de concentración puede calcularse por medio de ecuaciones empíricas como la ecuación de Kirpich (1959), “válida para áreas de 0,4 ha a 450 ha y pendientes de 3 a 10 %” (CEA, 2017, pág. 19)

$$t_c = 0,0194 * \left(\frac{L^{0.77}}{i^{0.385}}\right) \quad (\text{Ec. Kirpich})$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración (min)

L: Longitud de cada tramo (m)

i: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima de cada tramo (m/m)

Con esta ecuación se determinará el tiempo de concentración en los pozos iniciales, en el caso de que el tiempo calculado sea menor a 10 minutos se adoptará un valor de 12 minutos, y a partir de este valor se empezará a acumular el tiempo en cada tramo.

2.3.7.2.4. Tiempo de flujo o recorrido t_f

El tiempo de flujo a lo largo del sistema de alcantarillado, se calcula con la ecuación de Manning, presentada a continuación (ecuación 12), este tiempo se determina para cada tramo de la red.

$$t_f = \frac{L}{60 \cdot V} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

t_f : Tiempo de flujo a lo largo del sistema de alcantarillado (minutos)

L: Longitud del tramo de pozo a pozo (m)

V: Velocidad de flujo en el tramo de tubería (m/s)

2.3.8. Caudal de diseño

El caudal diseño para redes de alcantarillado tipo combinado, se lo determina mediante la suma del caudal sanitario más el caudal pluvial.

$$Q_D = Q_S + Q_P \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde:

Q_D : Caudal de diseño (l/s)

Q_S : Caudal sanitario (l/s)

Q_P : Caudal pluvial (l/s)

2.4. Diámetro interno mínimo

Según la norma EMAAP-Q, 2009 el diámetro interno mínimo para alcantarillado de aguas residuales es 250 mm y para alcantarillado pluvial es 400 mm, con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al

sistema y agentes externos adicionales al caudal de esorrentía transportado (basuras y otros).

Para este proyecto, por ser un sistema de carácter combinado, en los tramos iniciales de colectores se iniciará con un diámetro interno mínimo de 315 mm.

2.5. Material de la tubería

Existen diferentes materiales que pueden utilizarse para el diseño de redes de alcantarillado, entre los cuales se tiene los siguientes:

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) y cualquier otro material que, con adecuada justificación, pueda ser apto para el fin propuesto y siempre que cumpla las exigencias normativas de cálculo estructural, hidráulico y de verificación a la corrosión. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 45)

Para este proyecto se trabajará con tuberías de PVC de pared estructurada Tipo B (pared interior lisa y pared exterior corrugada), por sus ventajas técnicas a continuación descritas: menor rugosidad, al tener un revestimiento liso permite una excelente autolimpieza evitando la sedimentación; tiene mayor impermeabilidad y aptitud para conducir flujos a mayores velocidades, es decir, mayor capacidad hidráulica para un mismo diámetro nominal; además es un material altamente resistente a la corrosión y a ciertos agentes químicos, es económico debido a la facilidad de instalación y durabilidad, la vida útil de este material es larga, de 30 años o más, es resistente a la intrusión de raíces arbóreas. (QUIMA, 2018)

Las tuberías de PVC de pared estructurada deberán cumplir con las Normas INEN 2059:2004

Para la unión de estas tuberías se utilizarán sellos de caucho o elastómeros. “El aro de sellado debe ser resistente a los ataques biológicos, tener la suficiente resistencia

mecánica para soportar las fuerzas ocasionales y las cargas durante la instalación y servicio, y estar libre de sustancias que puedan producir efectos perjudiciales en el material de tubos y accesorios.” (NTE_INEN:1374, 2009, pág. 9)

2.6. Velocidad mínima

La velocidad mínima permisible es 0,6 m/s, para evitar la sedimentación de sólidos en las tuberías y su taponamiento, este valor se considera para un gasto mínimo y para tubería parcialmente llena. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 99)

2.7. Pendiente mínima

“El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y de control de gases adecuados.” (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 41)

La pendiente de cada tramo de tubería deberá asemejarse a la pendiente del terreno natural, esto para tener excavaciones mínimas; para este proyecto se consideró una pendiente mínima del 0,5 %.

2.8. Esfuerzo cortante mínimo τ

El esfuerzo cortante se lo obtiene mediante la ecuación 17.

$$\tau = \gamma * R_h * i \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante (N/m²)

γ : Peso específico del agua (N/m³)

R_h : Radio hidráulico (m)

i : Pendiente (m/m)

“Cuando por condiciones de diseño, el sistema considerado corresponda a un sistema de alcantarillado simplificado, el valor de la velocidad mínima real será de 0,4

m/s o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de $1,0 \text{ N/m}^2$ ($0,10 \text{ Kg/m}^2$).”
(EMAAP-QUITO, 2009, pág. 40)

2.9. Velocidad máxima

La velocidad máxima permisible debe ser verificada para evitar la abrasión en las tuberías y depende del material a utilizarse, para este proyecto se utilizará tuberías de PVC como se indicó en la **sección 2.5.** por lo que, el valor de la velocidad máxima que establece la norma EMAAP-Q, 2009 es $7,5 \text{ m/s}$; sin embargo, en la EPAA-MEJÍA se permite una velocidad máxima de 9 m/s para tuberías de polietileno de pared estructurada interior lisa y exterior corrugada, material que se ha elegido para este proyecto, es importante mencionar que en tramos donde la velocidad supere los 8 m/s se colocarán pozos de disipación en vez de los pozos de registro normales.

2.10. Pendiente máxima

“El valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real.” (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 41)

2.11. Profundidad hidráulica máxima

Para una aireación adecuada del flujo de aguas residuales y pluviales en conductos cerrados, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% y 85% del diámetro o altura real de éste.
(EMAAP-QUITO, 2009, pág. 100)

Para este proyecto las tuberías funcionarán parcialmente llenas, con una capacidad del 80% del diámetro de estas.

2.12. Profundidad mínima a la cota clave

Es aquella que se mide desde la superficie del terreno hasta la cota clave de la tubería y debe estar a una profundidad mínima que permita el drenaje por gravedad de las descargas residuales y pluviales. Además, el recubrimiento mínimo del colector debe

evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 41 y 100).

La norma EMAAP-Q indica que la profundidad mínima a la cota clave debe ser 1,5 m, sin embargo, para este proyecto se tomará un valor de 1,2 m, de acuerdo a las normas técnicas del EX-IEOS, 1992, octava parte, sección 5.2.1.5.

2.13. Profundidad máxima a la cota clave

Por lo general, la profundidad máxima de las tuberías es 5 m, cuando la profundidad a la cota clave sea mayor a este valor, se diseñarán estructuras especiales, que garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y tuberías, durante y después de su construcción. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 41)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Diseño hidráulico de tuberías

Las tuberías del sistema de alcantarillado deben proyectarse como conductos abiertos con circulación de flujo a gravedad, es decir que las tuberías funcionarán parcialmente llenas, con una capacidad máxima del 80 %. El flujo a través de estos conductos se asumirá como uniforme y permanente, considerando los parámetros de flujo a superficie libre.

Para el diseño hidráulico de tuberías es importante conocer el tipo de flujo en el conducto, a través del número de Froude mediante la ecuación 18.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y}} \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

F: Número de Froude

V: Velocidad del flujo (m/s)

g: Gravedad (9,81 m/s²)

Y: Profundidad hidráulica (m)

- Si $F = 1$, el flujo es crítico
- Si $F < 1$, el flujo es subcrítico
- Si $F > 1$, el flujo es supercrítico

Para el diseño hidráulico de tuberías de los colectores y emisarios principales del proyecto se utilizará las ecuaciones de Chezy-Manning:

$$V = C * \sqrt{R_h * i} \quad (\text{Ec. Chezy})$$

Donde:

V: Velocidad de flujo (m/s)

C: Coeficiente de Chezy

R_h : Radio hidráulico (m)

i : Gradiente hidráulico del tramo (m/m)

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * i^{1/2} \quad (\text{Ec. Manning})$$

Donde:

V : Velocidad de flujo (m/s)

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

R_h : Radio hidráulico (m)

i : Gradiente hidráulico del tramo (m/m)

3.1.1. Coeficiente de rugosidad n

El coeficiente de rugosidad de Manning depende del tipo de material seleccionado, como se muestra en la tabla 29.

Tabla 29.

Coeficiente de rugosidad de Manning de acuerdo al tipo de material

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	0,020
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

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 93

Para este proyecto se toma 0,011 como valor del coeficiente de rugosidad, debido a que el material de tuberías a utilizarse es de PVC.

Para obtener el caudal a través de la velocidad se utilizará la ecuación de continuidad.

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

Donde:

Q: Caudal de escurrimiento (m³/s)

A: Área de la sección (m²)

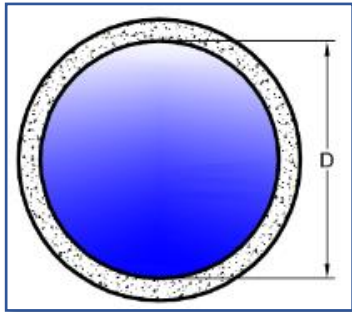
V: Velocidad de flujo (m/s)

El dimensionamiento hidráulico de tuberías se lo realizará para sección llena y parcialmente llena.

3.1.2. Sección llena

Figura 11.

Tubería con sección llena



Fuente: Amilkar, s.f., pág. 3

3.1.2.1. Área mojada A_m

$$A_m = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ec. 20})$$

3.1.2.2. Perímetro mojado P_m

$$P_m = \pi * D \quad (\text{Ec. 21})$$

3.1.2.3. Radio hidráulico R_{hm}

$$R_{hm} = \frac{D}{4} \quad (\text{Ec. 22})$$

3.1.2.4. Velocidad a tubería llena V_{tll}

$$V = \frac{0,397}{n} * D^{2/3} * i^{1/2} \quad (\text{Ec. 23})$$

3.1.2.5. Caudal a tubería llena Q_{tll}

$$Q = \frac{0,312}{n} * D^{8/3} * i^{1/2} \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

A_m : Área mojada (m^2)

D : Diámetro interior (m)

P_m : Perímetro mojado (m)

R_{h_m} : Radio hidráulico (m)

V : Velocidad a tubo lleno (m/s)

Q : Caudal a tubo lleno (m^3/s)

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

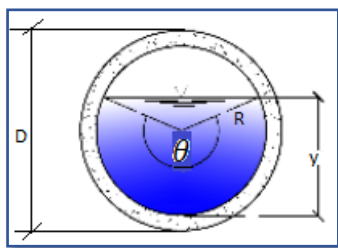
i : Gradiente hidráulica (m/m)

3.1.3. Sección parcialmente llena

“Para determinar los parámetros y relaciones hidráulicas de los conductos circulares de sección parcialmente llena, se introduce el concepto de ángulo central que demarca el sector circular y a la vez representa la zona ocupada por el caudal” (Gallardo, 2018, pág. 31)

Figura 12.

Tubería con sección parcialmente llena



Fuente: Amilkar, s.f., pág. 4

3.1.3.1. Ángulo central θ

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - \frac{2 \cdot y}{D} \right) \quad (\text{Ec. 25})$$

3.1.3.2. Área A_{pII}

$$A_{pII} = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{sen}\theta) \quad (\text{Ec. 26})$$

3.1.3.3. Perímetro P_{pII}

$$P_{pII} = \frac{\pi}{2} * D \quad (\text{Ec. 27})$$

3.1.3.4. Radio hidráulico R_h

$$R_h = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen}\theta}{2\pi\theta}\right) \quad (\text{Ec. 28})$$

3.1.3.5. Velocidad a tubería parcialmente llena V_{pII}

$$V_{pII} = \frac{0,397 * D^{2/3}}{n} * \left(1 - \frac{360 \text{ sen}\theta}{2\pi\theta}\right)^{2/3} * i^{1/2} \quad (\text{Ec. 29})$$

3.1.3.6. Caudal a tubería parcialmente llena Q_{pII}

$$Q_{pII} = \frac{D^{8/3}}{7257,15 * n * (2\pi\theta^{8/3})} (2\pi\theta - 360 \text{ sen}\theta)^{5/3} * i^{1/2} \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

θ : Ángulo conformado por el segmento de la circunferencia en grados sexagesimales

y: Calado hidráulico (m)

A_{pII} : Área de la sección parcialmente llena (m^2)

D: Diámetro interior (m)

P_{pII} : Perímetro de la sección parcialmente llena (m)

$R_{h_{pII}}$: Radio hidráulico de la sección parcialmente llena (m)

V_{pII} : Velocidad a tubo parcialmente lleno (m/s)

Q_{pII} : Caudal a tubo parcialmente lleno (m^3/s)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

i: Gradiente hidráulica (m/m)

3.1.4. Relaciones hidráulicas en conductos circulares

Es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección llena y parcialmente llena.

- **Qs/Q:** Relaciona el caudal sanitario con el caudal a tubería llena, esta relación sirve para determinar la velocidad mínima.
- **Qd/Q:** Relaciona el caudal de diseño y el caudal a tubería llena, esta relación sirve para determinar la velocidad de diseño y la capacidad hidráulica de la tubería.
- **Y/Yc:** Relaciona el calado con el calado crítico.

3.1.5. Velocidad de diseño y velocidad mínima

Para determinar la velocidad de diseño y la velocidad mínima de los conductos se utilizarán expresiones basadas en ábacos para secciones circulares.

$$V_d = (0,281239420117555 + 5,2453579902649 * (\frac{Q_d}{Q}) - 18,884444519043 * (\frac{Q_d}{Q})^2 + 35,221614837646 * (\frac{Q_d}{Q})^3 - 30,540842056574 * (\frac{Q_d}{Q})^4 + 9,8056392669678 * (\frac{Q_d}{Q})^5) * V \quad (\text{Ec. 31})$$

$$V_{\min} = (0,281239420117555 + 5,2453579902649 * (\frac{Q_s}{Q}) - 18,884444519043 * (\frac{Q_s}{Q})^2 + 35,221614837646 * (\frac{Q_s}{Q})^3 - 30,540842056574 * (\frac{Q_s}{Q})^4 + 9,8056392669678 * (\frac{Q_s}{Q})^5) * V \quad (\text{Ec. 32})$$

Las ecuaciones 31 y 32 tienen una estructura similar, lo que varía es la relación de caudales, que para determinar la velocidad de diseño se utiliza la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubería llena Qd/Q, y para determinar la velocidad mínima se utiliza la relación entre el caudal de sanitario y el caudal a tubería llena Qs/Q.

3.2. Trazado de la red

Según la norma (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 44), se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones para el trazado de la red de alcantarillado:

- Las tuberías deberán proyectarse en tramos rectos entre pozos de revisión.
- Las tuberías seguirán, en lo posible, la tendencia del perfil natural del terreno.

- El trazado de tuberías deberá estudiarse con el fin de minimizar costos, planteando las alternativas que permitan discutir la mejor solución antes de su adopción.
- El trazado deberá evitar, en lo posible, profundidades grandes para la colocación de las tuberías en el terreno.
- La instalación de tuberías se realizará dentro de lo posible en calzada próxima a la vereda, tomando en cuenta la localización de la tubería de agua potable.
- En el caso de topografías accidentadas o de elevada pendiente, deberán preverse saltos, los que se diseñarán de manera tal que las tuberías cumplan con los requisitos fijados para el cálculo hidráulico y que, a su vez eviten la eventual obstrucción.
- El trazado de la red y la ubicación de las descargas se realizará de tal forma que no se permitan descargas de aguas servidas sin tratamiento a cauces secos o con flujo intermitente.

3.3. Distancia mínima entre conductos de otros servicios y a quebradas

Cuando se proyecten redes de alcantarillado sensiblemente paralelas a quebradas, deberán evaluarse las condiciones de estabilidad de los taludes y condiciones de erosión de la quebrada, a fin de asegurar la adecuada implantación de la conducción. (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 89)

3.4. Pozos de registro

Son estructuras que sirven para la ventilación del sistema y a través de ellas se puede acceder para dar el mantenimiento respectivo cuando las tuberías del sistema lo requieran.

Generalmente los pozos de registro se ubican:

- Al inicio de la tubería.
- Cuando haya cambios de dirección, diámetro y/o pendiente.

- En intersecciones de tuberías.
- En curvas.

La distancia entre pozos de registro dependerá del diámetro de la tubería, como se indica en la tabla 30.

Tabla 30.

Distancia máxima entre pozos de revisión

DIÁMETRO (mm)	DISTANCIA MÁXIMA (m)
350	100
400 - 800	150
> 800	200

Elaborado por: La autora, con información de las normas técnicas del EX-IEOS,1992, pág. 284

Además de los criterios anteriormente descritos con respecto a los pozos de revisión, la norma (EMAAP-QUITO, 2009) menciona lo siguiente:

- Los pozos de registro deberán construirse en forma cilíndrica de diámetro interior mínimo de 1 metro o de forma prismática de sección interior mínima 1x1 metros.
- Las tapas deberán ser resistentes para las condiciones de instalación previstas, particularmente las localizadas en calzadas.
- Las tapas de comienzo de cada tramo y las intermedias correspondientes a tramos sin conexiones domiciliarias o ventilaciones, deberán disponer de orificios que posibiliten la ventilación del sistema.
- La profundidad será la necesaria para realizar los empalmes de las tuberías.
- El fondo se dispondrá en forma de canales (media caña) de sección y pendiente adecuadas a las tuberías de entrada y salida. La altura del canal será $h = \frac{1}{2} D$.
- La cota de fondo será la que corresponda al invertido del conducto más bajo.

3.5. Descripción de la red de colectores y emisarios principales del proyecto

3.5.1. Colector 1

El primer colector se proyecta en el sector Norte de la parroquia Aloasí, con una longitud de 1911,69 m y los diámetros de tubería son de 315, 400, 500, 650, 710, 800, 900, 1000 y 1090 mm, tiene 23 pozos de registro, entre ellos uno de salto tipo I; las coordenadas de los pozos de registro de inicio y fin se presentan en la tabla 31.

El caudal combinado de este colector será conducido por el emisario principal 1 que empieza desde el pozo PZ – 23 (pozo final colector 1), hasta la quebrada Aychapicho cerca de la cual se diseñará un separador de caudales con la finalidad de aliviar el caudal recolectado por los colectores y emisarios 1 y 2 para posteriormente conducir el caudal sanitario hacia la planta de tratamiento.

Tabla 31.

Coordenadas del colector 1

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (PZ – 1)	0°30'13,22" S	78°35'20,57" O	2990 msnm
Fin (PZ – 23)	0°30'10,63" S	78°34'23,71" O	2930 msnm

COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (PZ – 1)	9944257,73	768348,4	2990 msnm
Fin (PZ – 23)	9944336,76	770107,78	2930 msnm

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

La hoja de cálculo se realizó en el programa de software Microsoft Excel, para el ejemplo de cálculo se tomó el tramo 13 del colector 1, del pozo PZ – 13 al pozo PZ – 14.

Descripción del tramo

Columna B

Se coloca el número de cada tramo, para este tramo el número es 13.

Columna C

Se coloca el nombre de la calle de cada tramo, para el tramo 13 el nombre de la calle es SN (sin nombre).

Columna D

Se identifican los pozos inicial y final de cada tramo, para el tramo 13 es PZ – 13 a PZ – 14.

Columna E

Se coloca la longitud de cada tramo, para el tramo 13 la longitud es de 80 metros.

Áreas

Columna F

Se coloca el área doméstica parcial que aporta a la tubería de cada tramo, para el tramo 13 esta área es 0,695 ha.

Columna G

Indica el valor del área doméstica acumulada en cada tramo, la cual se obtiene sumando el área parcial del tramo analizado más el área que se va acumulando hasta llegar al tramo de análisis, para el tramo 13 el área doméstica acumulada es 16,099 ha.

Aacum. doméstica = Ap doméstica del tramo 13 + Aacum. doméstica hasta el tramo 12

$$\text{Aacum. doméstica del tramo 13} = 0,695 + 15,404 = 16,099 \text{ ha}$$

Columna H

Se coloca el área industrial parcial que aporta a la tubería de cada tramo, para el tramo 13 esta área es 1,889 ha.

Columna I

Indica el valor del área industrial acumulada en cada tramo, la cual se obtiene sumando el área parcial del tramo actual más el área acumulada del tramo anterior, para el tramo 13 el área industrial acumulada es 5,280 ha.

$$\text{Aacum. industrial} = \text{Ap industrial actual} + \text{Aacum. industrial tramo anterior}$$

$$\text{Aacum. industrial del tramo 13} = 1,889 + 3,391 = 5,280 \text{ ha}$$

Columna J

Indica el valor del producto del área acumulada doméstica más el área acumulada industrial de cada tramo, por el coeficiente de escorrentía ponderado, para el tramo 13 el valor del producto es 7,696 ha.

$$A * c_{\text{ponderado}} = (\text{Aacum. doméstica} + \text{Aacum. industrial}) * c_{\text{ponderado}}$$

$$A * c_{\text{ponderado del tramo 13}} = (16,099 + 5,280) * 0,36 = 7,696 \text{ ha}$$

Caudal pluvial

Columna K

Indica el valor del tiempo de concentración de cada tramo, se obtiene sumando el tiempo de concentración más el tiempo de flujo del tramo anterior, para tramos iniciales se toma un tiempo de concentración de 12 minutos, de acuerdo como se explica en la **sección 2.3.7.2.3. del capítulo 2**; para el tramo 13 el tiempo de concentración es 15,572 minutos.

$$t_c \text{ tramo} = t_c \text{ tramo anterior} + t_f \text{ tramo anterior}$$

$$t_c \text{ del tramo 13} = 15,314 + 0,258 = 15,572 \text{ min}$$

Columna L

Indica el valor de la intensidad de precipitación de cada tramo y se obtiene a partir de las ecuaciones de intensidad de la estación Izobamba M0003, indicadas en la tabla 28,

para el tramo 13 se utilizó la primera ecuación de intensidad que es para un intervalo de 5 a 30 minutos.

$$I = 164,212 * T_r^{0,1650} * t_c^{-0,4326}$$

$$I \text{ del tramo 13} = 164,212 * 10^{0,1650} * 15,572^{-0,4326} = 73,214 \text{ mm/h}$$

Columna M

Indica el valor del caudal pluvial que se acumula en cada tramo, para lo cual se utiliza la ecuación del método racional, para el tramo 13 el caudal pluvial es 1565,227 l/s.

$$Q_P = \frac{c * I * A}{0,36}$$

$$Q_P \text{ del tramo 13} = \frac{7,696 * 73,214}{0,36} = 1565,227 \text{ l/s}$$

Caudal sanitario

Columna N

Indica el valor del caudal medio diario que se acumula en cada tramo, en este caso es la suma del caudal doméstico más el caudal industrial, la forma en que se ha calculado este caudal es multiplicando la contribución doméstica por el área doméstica y la contribución industrial por el área industrial.

La contribución doméstica se la obtuvo de la siguiente manera:

$$q_D = Q_D / A_{\text{doméstica}} = \frac{d_{\text{neta}} * P * R}{86400} / A_{\text{doméstica}} = \frac{180 * 1661 * 0,8}{86400} / 30,863$$

$$q_D = 0,09 \text{ l/s/ha}$$

Este valor es el mismo para todos los tramos del colector 1 y se multiplica por el área acumulada doméstica de cada tramo.

La contribución industrial es 0,8 l/s/ha como se indica en la tabla 13, y se multiplica por el área acumulada industrial de cada tramo en donde haya zonas industriales.

Para el tramo 13 el caudal medio diario es 5,668 l/s.

$$Q_{MD} = q_D * A_{acum. doméstica} + q_{industrial} * A_{acum. industrial}$$

$$Q_{MD} \text{ del tramo 13} = 0,09 * 16,099 + 0,8 * 5,28 = 5,668 \text{ l/s}$$

Columna O

Se indica el valor del factor de mayoración obtenido de acuerdo a la **sección 2.3.6.5.1. del capítulo 2**. Para todos los tramos del colector 1 el factor de mayoración es 1,67.

Columna P

Se indica el valor del caudal máximo horario que es el producto de multiplicar el caudal medio diario de cada tramo por el factor de mayoración, para el tramo 13 el caudal máximo horario es 9,465 l/s.

$$Q_{MH} = Q_{MD} * M$$

$$Q_{MH} \text{ del tramo 13} = 5,668 * 1,67 = 9,465 \text{ l/s}$$

Columna Q

Indica el caudal de infiltración de cada tramo, el aporte por infiltración para todos los tramos es 0,05 l/s/hab como se indica en la tabla 18, el cual se multiplica por el área acumulada de cada tramo, para el tramo 13 el caudal de infiltración es 1,069 l/s.

$$Q_{INF} = 0,05 * A_{acum.}$$

$$Q_{INF} \text{ del tramo 13} = 0,05 * (A_{acum. doméstica} + A_{acum. industrial})$$

$$Q_{INF} \text{ del tramo 13} = 0,05 * (16,099 + 5,28) = 1,069 \text{ l/s}$$

Columna R

Indica el caudal por conexiones erradas de cada tramo, el aporte de conexiones erradas para todos los tramos es 0,1 l/s/hab como se indica en la tabla 17, el cual se multiplica por el área acumulada de cada tramo, para el tramo 13 el caudal de infiltración es 2,138 l/s.

$$Q_{CE} = 0,1 * A_{acum.}$$

$$Q_{INF} \text{ del tramo 13} = 0,1 * (\text{Aacum. doméstica} + \text{Aacum. industrial})$$

$$Q_{INF} \text{ del tramo 13} = 0,55 * (16,099 + 5,28) = 2,138 \text{ l/s}$$

Columna S

Indica el caudal sanitario que se acumula en cada tramo y se obtiene sumando el caudal máximo horario, el caudal por infiltración y el caudal por conexiones erradas, para el tramo 13 el caudal sanitario es 12,672 l/s.

$$Q_S = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

$$Q_S \text{ del tramo 13} = 94,465 + 1,069 + 2,138 = 12,672 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño

Columna T

Indica el valor del caudal combinado que a su vez es el caudal de diseño que se acumula en cada tramo y se obtiene sumando el caudal pluvial y el caudal sanitario, para el tramo 13 el caudal combinado es 1577,9 l/s.

$$Q_d = Q_P + Q_S$$

$$Q_d \text{ del tramo 13} = 1565,227 + 12,672 = 1577,9 \text{ l/s}$$

Características físicas de la tubería

Columna U

Se coloca el diámetro de la tubería para cada tramo, para el tramo 13 el diámetro es 800 mm.

Columna V

Se indica el valor de la pendiente o gradiente hidráulica de cada tramo, para el tramo 13 la pendiente es 2,91 %.

$$i = \frac{\text{cota inicial del proyecto} - \text{cota final del proyecto}}{\text{Longitud del tramo}} * 100$$

$$i \text{ del tramo 13} = \frac{2956,24 - 2953,91}{80} * 100 = 2,91 \%$$

Columna W

Se coloca el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, el cual es 0,011 para todos los tramos de colectores y emisarios.

Tubería llena

Columna X

Indica el valor de la velocidad a tubería llena, el cual se obtiene con la ecuación de Manning, para el tramo 13 la velocidad es 5,306 m/s.

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * i^{1/2} = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} * i^{1/2}$$

$$V \text{ del tramo 13} = \frac{1}{0,011} * \left(\frac{800}{4 * 1000}\right)^{2/3} * \left(\frac{1,91}{100}\right)^{1/2} = 5,306 \text{ m/s}$$

Columna Y

Indica el valor del caudal a tubería llena, el cual se obtiene con la ecuación de continuidad, para el tramo 13 el caudal es 2667,044 l/s.

$$Q = V * A = V * \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$Q \text{ del tramo 13} = 5,306 * \frac{\pi * \left(\frac{800}{1000}\right)^2}{4} = 2667,044 \text{ l/s}$$

Tiempo de flujo

Columna Z

Indica el valor del tiempo de flujo en cada tramo, para el tramo 13 el tiempo de flujo es 0,251 minutos.

$$t_f = \frac{L}{60 * V}$$

$$t_f \text{ del tramo 13} = \frac{80}{60 * 5,306} = 0,251 \text{ min}$$

Datos hidráulicos

Columna AA

Indica el valor de la relación entre el caudal sanitario y el caudal a tubería llena, y sirve para determinar la velocidad mínima del flujo en cada tramo, para el tramo 3 esta relación es 0,0048.

$$\text{Relación } \frac{Q_s}{Q} \text{ para el tramo 13} = \frac{Q_s}{Q} = \frac{12,672}{2667,044} = 0,0048$$

Columna AB

Indica el valor de la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubería llena, y sirve para determinar velocidad de diseño y la capacidad hidráulica de la tubería en cada tramo, la cual no debe sobrepasar el 80% (0,8), para el tramo 3 esta relación es 0,592.

$$\text{Relación } \frac{Q_d}{Q} \text{ para el tramo 13} = \frac{Q_d}{Q} = \frac{1577,9}{2667,044} = 0,592$$

Columna AC

Indica el valor de la velocidad de diseño para cada tramo y se determina con la ecuación 31, la velocidad de diseño para el tramo 13 es 5,504 m/s.

$$V_d = (0,281239420117555 + 5,2453579902649 * (\frac{Q_d}{Q}) - 18,884444519043 * (\frac{Q_d}{Q})^2 + 35,221614837646 * (\frac{Q_d}{Q})^3 - 30,540842056574 * (\frac{Q_d}{Q})^4 + 9,8056392669678 * (\frac{Q_d}{Q})^5) * V$$

$$V_d \text{ para el tramo 13} = (0,281239420117555 + 5,2453579902649 * 0,592 - 18,884444519043 * 0,592^2 + 35,221614837646 * 0,592^3 - 30,540842056574 * 0,592^4 + 9,8056392669678 * 0,592^5) * 5,306$$

$$V_d \text{ para el tramo 13} = 5,504 \text{ m/s}$$

Columna AD

Indica el valor de la velocidad mínima para cada tramo y se determina con la ecuación 32, la velocidad de diseño para el tramo 13 es 1,622 m/s.

$$V_{\min.} = (0,281239420117555 + 5,2453579902649 * (\frac{Q_s}{Q}) - 18,884444519043 * (\frac{Q_s}{Q})^2 + 35,221614837646 * (\frac{Q_s}{Q})^3 - 30,540842056574 * (\frac{Q_s}{Q})^4 + 9,8056392669678 * (\frac{Q_s}{Q})^5) * V$$

$$V_{\min.} \text{ para el tramo 13} = (0,281239420117555 + 5,2453579902649 * 0,0048 - 18,884444519043 * 0,0048^2 + 35,221614837646 * 0,0048^3 - 30,540842056574 * 0,0048^4 + 9,8056392669678 * 0,0048^5) * 5,306$$

$$V_d \text{ para el tramo 13} = 1,622 \text{ m/s}$$

Columna AE

Indica el valor de la velocidad crítica en cada tramo, para el tramo 13 la velocidad crítica es 2,946 m/s.

$$V_{\text{crit.}} = \sqrt{Y_{\text{crit.}} * g}$$

$$V_{\text{crit.}} \text{ para el tramo 13} = \sqrt{0,884 * 9,81} = 2,946 \text{ m/s}$$

Columna AF

Indica el valor del calado en cada tramo, para el tramo 13 el calado es 0,473 m.

$$Y = \frac{Q_d}{Q} * D$$

$$Y \text{ para el tramo 13} = 0,592 * \frac{800}{1000} = 0,473 \text{ m}$$

Columna AG

Indica el valor del calado crítico en cada tramo, para el tramo 13 el calado crítico es 0,884 m.

$$Y_{\text{crit.}} = \sqrt[3]{\frac{(V_d * Y)^2}{g}}$$

$$Y_{\text{crit.}} \text{ para el tramo 13} = \sqrt[3]{\frac{(5,504 * 0,473)^2}{9,81}} = 0,884 \text{ m}$$

Columna AH

Indica el valor de la relación entre el calado y el calado crítico de cada tramo, para el tramo 13 esta relación es 0,535.

$$\frac{Y}{Y_{\text{crit.}}} \text{ para el tramo 13} = \frac{0,473}{0,884} = 0,535$$

Columna AI

Indica el valor del esfuerzo cortante de cada tramo, para el tramo 13 el esfuerzo cortante es 5,825 kg/m².

$$\tau = \gamma * R_h * i$$

$$\tau \text{ para el tramo 13} = 1000 * \left(\frac{800}{4 * 1000}\right) * \left(\frac{2,91}{100}\right) = 5,825 \text{ kg/m}^2$$

Columna AJ

Indica el valor del número de Froude de cada tramo, para el tramo 13 el número de Froude es 1,869.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g*Y}} = \frac{Vd}{V_{\text{crit.}}}$$

$$F \text{ para el tramo 13} = \frac{5,504}{2,946} = 1,869$$

Columna AK

Se coloca el tipo de flujo de cada tramo a partir del valor número de Froude, el tipo de flujo para el tramo 13 es supercrítico, puesto que el número de Froude es mayor a 1.

Cotas

Columna AL

Se coloca la cota inicial y final del terreno para cada tramo de acuerdo a la topografía, para el tramo 13 las cotas del terreno son:

$$\text{Cota inicial} = 2958,04 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota final} = 2955,71 \text{ msnm}$$

Columna AM

Se coloca la cota inicial y final del proyecto para cada tramo de acuerdo a la topografía, para el tramo 13 las cotas del proyecto son:

$$\text{Cota inicial} = 2956,64 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota final} = 2954,31 \text{ msnm}$$

Pozos de registro

Columna AN

Se coloca la profundidad de los pozos de registro inicial y final de cada tramo, para el tramo 13 la profundidad del pozo de inicio y fin es 1,4 m.

Columna A0

Indica el valor del salto que hay entre los pozos de inicio y fin de cada tramo, para el tramo 13 no existe salto, por lo tanto, el valor es 0.

$$\text{Salto} = \text{Prof. pozo final} - \text{Prof. pozo inicial}$$

$$\text{Salto} = 1,4 - 1,4 = 0$$

Columna AP

Indica el valor del recubrimiento mínimo en cada tramo, para el tramo 13 el recubrimiento mínimo es 2 m.

$$\text{Rec. mínimo} = 1,2 + D$$

$$\text{Rec. mínimo para el tramo 13} = 1,2 + \frac{800}{1000} = 2 \text{ m}$$

Para el diseño de los demás colectores y emisarios principales se utilizó la misma hoja de cálculo del colector 1, por lo que el ejemplo de cálculo anteriormente desarrollado sirve para las demás redes del sistema.

Las hojas de cálculo en Excel del diseño de alcantarillado combinado de cada uno de los colectores y emisarios principales del presente proyecto se presentan en el **Anexo**

1.

3.5.2. Colector 2

El segundo colector se proyecta en el sector sur de la parroquia Alóag, con una longitud de 2225,37 m y los diámetros de tubería son de 315, 400, 500, 650, 710, 900 y 1000 mm, tiene 31 pozos de registro, entre ellos 6 de salto tipo I y II; las coordenadas de los pozos de revisión de inicio y fin se presentan en la tabla 32.

El caudal combinado de este colector será conducido por el emisario principal 2 que empieza desde el pozo PZ-31 (pozo final colector 2) hasta el pozo P - 35 (pozo final del emisario 1 donde convergen las redes del emisario 1 y 2), para luego derivarlo a un separador de caudales y conducir el caudal sanitario hacia la planta de tratamiento.

Tabla 32.

Coordenadas del colector 2

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (PZ-1)	0°28'38,57" S	78°35'22,55" O	2936 msnm
Fin (PZ-31)	0°28'34,65" S	78°34'40,69" O	2865 msnm

COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (PZ - 1)	9947167,13	768295,65	2936 msnm
Fin (PZ-31)	9947287,41	769583,74	2865 msnm

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

3.5.3. Colector 3

El tercer colector se proyecta en el sector norte de la parroquia Alóag, con una longitud de 4109,9 m y los diámetros de tubería son de 315, 400, 500, 650, 710, 800, 900, 1000, 1090 y 1200 mm, tiene 48 pozos de registro, entre ellos 4 de salto tipo I y III; las coordenadas de los pozos de revisión de inicio y fin se presentan en la tabla 33.

El caudal proveniente de este colector atravesará la Panamericana sur mediante una alcantarilla transversal para posteriormente ser conducido por el emisario 4 hasta la planta de tratamiento.

Tabla 33.*Coordenadas del colector 3*

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (PZ 1)	0°27'58,98" S	78°35'26,6" O	2935 msnm
Fin (PZ 48)	0°27'0,33" S	78°33'34,62" O	2775 msnm
COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (PZ 1)	9948384,81	768163,54	2935 msnm
Fin (PZ 48)	9950186,84	771628,27	2775 msnm

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

3.5.4. Colector 4

El cuarto colector se proyecta en el barrio El Obelisco de la parroquia Alóag, con una longitud de 376,21 m y los diámetros de tubería son de 315 y 400 mm, tiene 6 pozos de registro, ninguno de salto; las coordenadas de los pozos de revisión de inicio y fin se presentan en la tabla 34.

El caudal recolectado por este colector será conducido a la planta de tratamiento por el emisario 3.

Tabla 34.*Coordenadas del colector 4*

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (PZ1)	0°27'37,58" S	78°33'49,12" O	2807 msnm
Fin (PZ6)	0°27'39,04" S	78°33'36,51" O	2791 msnm
COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (PZ1)	9949041,99	771179,97	2807 msnm
Fin (PZ6)	9948994,61	771544,60	2794 msnm

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

3.5.5. Emisario 1

El primer emisario se proyecta en el lado occidental de la Panamericana sur, con una longitud de 4151,15 m y los diámetros de tubería son 900, 1000, 1090 y 1200 mm, tiene 35 pozos de registro entre ellos 2 pozos de salto tipo III y 4 pozos de disipación,

estos últimos se colocarán en los tramos donde la velocidad supere los 8 m/s; las coordenadas de los pozos de revisión de inicio y fin se presentan en la tabla 35, este emisario conducirá el caudal proveniente del colector 1.

Tabla 35.

Coordenadas del emisario 1

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (PZ – 23)	0°30'10,63" S	78°34'23,71" O	2930 msnm
Fin (P – 35)	0°27'58,4" S	78°33'57,19" O	2810 msnm
COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (PZ – 23)	9944336,76	770107,78	2930 msnm
Fin (P – 35)	9948401,36	770929,26	2810 msnm

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

Cabe aclarar que, para el diseño de este emisario se empezará con un tiempo de concentración de 18,936 minutos (tiempo mayor en el punto de convergencia) puesto que, el emisario 1 inicia en el pozo PZ – 23 que es el pozo final del colector 1.

3.5.6. Emisario 2

La red de este emisario se trazará paralela al margen derecho de la quebrada Aychapicho, con una longitud de 1871,19 m conducirá el caudal proveniente del colector 2 para posteriormente conectarse con el emisario 1 a través del pozo P 35, los diámetros de tubería son de 650, 710, 800, 900 y 1200 mm, tiene 16 pozos de registro, ninguno de salto; las coordenadas de los pozos de revisión de inicio y fin se presentan en la tabla 36.

Tabla 36.

Coordenadas del emisario 2

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (PZ-31)	0°28'34,65" S	78°34'40,69" O	2865 msnm
Fin (P – 35)	0°27'58,4" S	78°33'57,19" O	2810 msnm
COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (PZ-31)	9947287,41	769583,74	2865 msnm

Punto	Norte	Este	Altitud
Fin (P – 35)	9948401,36	770929,26	2810 msnm

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

Cabe aclarar que, para el diseño de este emisario se empezará con un tiempo de concentración de 24,467 minutos (tiempo mayor en el punto de convergencia) puesto que, el emisario 2 inicia desde el pozo PZ–31 que es el pozo final del colector 2.

3.5.7. Emisario 3

La red de este emisario se trazará paralela al margen izquierdo de la quebrada Aychapicho, con una longitud de 2396,83 m, conducirá el caudal proveniente de los emisarios 1 y 2 y del colector 4 hacia la planta de tratamiento, los diámetros de tubería son de 315, 400, 500, 650, 710, 800, 900, 1000 y 1090 mm, tiene 28 pozos de registro, entre ellos 8 pozos de salto tipo I, II y III; las coordenadas de los pozos de revisión de inicio y fin se presentan en la tabla 37.

Tabla 37.

Coordenadas del emisario 3

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (PA – 2)	0°27'55,73" S	78°33'54,06" O	2805 msnm
Fin (P 28)	0°26'52,06" S	78°33'19,72" O	2865 msnm
COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (PA – 2)	9948483,28	771026,23	2805 msnm
Fin (P 28)	9950440,66	772089,53	2865 msnm

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

3.5.8. Emisario 4

La red de este emisario se trazará paralela al margen derecho de la quebrada Santa Cristina, con una longitud de 510,98 m, conducirá el caudal proveniente del colector 3 hacia la planta de tratamiento, los diámetros de tubería son de 650, 710 y 900 mm, tiene

6 pozos de registro, entre ellos 3 pozos de salto tipo II y III; las coordenadas de los pozos de revisión de inicio y fin se presentan en la tabla 38.

Tabla 38.

Coordenadas del emisario 4

COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
Punto	Latitud	Longitud	Altitud
Inicio (P1)	0°28'34,65" S	78°34'40,69" O	2870 msnm
Fin (P 28)	0°26'57,5" S	78°33'32,16" O	2865 msnm
COORDENADAS UTM			
Punto	Norte	Este	Altitud
Inicio (P1)	9950273,65	771704,97	2870 msnm
Fin (P 28)	9950440,66	772089,53	2865 msnm

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

3.6. Estructuras complementarias

3.6.1. Pozos de caída o de salto

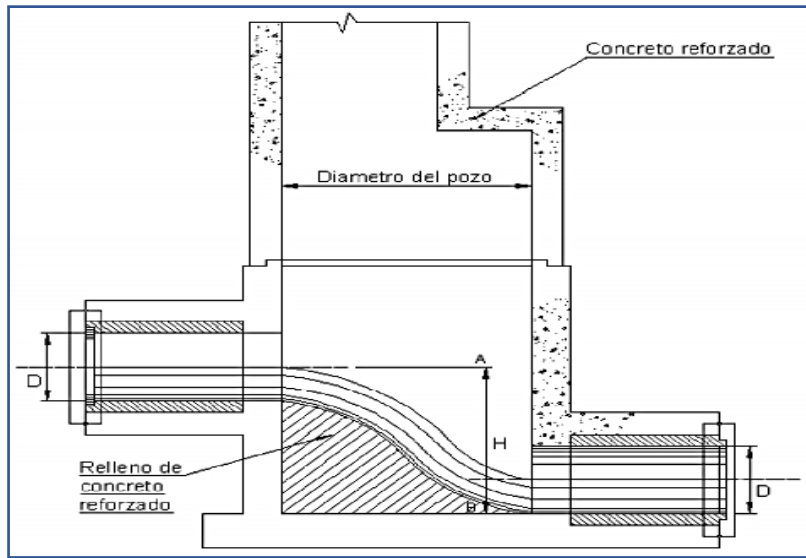
El objetivo de estas estructuras es modificar la pendiente del terreno cuando esta se encuentra fuera del rango permisible, para cumplir con la capacidad hidráulica del conducto, que en este caso es el 80 %; en el presente proyecto se diseñarán pozos de caída de tipo I, II y III.

3.6.1.1. Pozo de caída tipo I

Son válidos para saltos de altura máxima de 0,75 m y diámetros de entrada menores a 900 mm, en la figura 13 se presenta el esquema del pozo de caída tipo I y en la tabla 39 se muestra los valores típicos de las dimensiones de esta estructura.

Figura 13.

Pozo de caída Tipo I



Nota. Se muestra un corte longitudinal del pozo de caída tipo I. Fuente: EMAAP-Q, 2009, pág. 119

Tabla 39.

Valores típicos de dimensiones del pozo de caída Tipo I

Cámara de caída	Diámetro entrada (mm)	Diámetro pozo (m)	Altura caída máxima (m)
Tipo I (a)		1,20	0,50
Tipo I (b)	< 900	1,60	0,60
Tipo I (c)		1,80	0,75

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 120

Entre los pozos de registro del colector 1 hay 1 pozo de salto tipo I (a) con diámetro de entrada de 315 mm y altura de caída de 0,2 m.

Entre los pozos de registro del colector 2 hay 5 pozos de salto tipo I (a) con diámetros de entrada de 315, 500 y 615 mm y alturas de caída de 0,1 y 0,2 m.

Entre los pozos de registro del colector 3 hay 3 pozos de salto tipo I (a) con diámetros de entrada de 800 mm y alturas de caída de 0,2, 0,3 y 0,4 m.

Entre los pozos de registro del emisario 3 hay 6 pozos de salto tipo I (a) y (c) con diámetros de entrada de 315, 650, 710 y 800 mm y alturas de caída de 0,1, 0,4, 0,5 y 0,7 m.

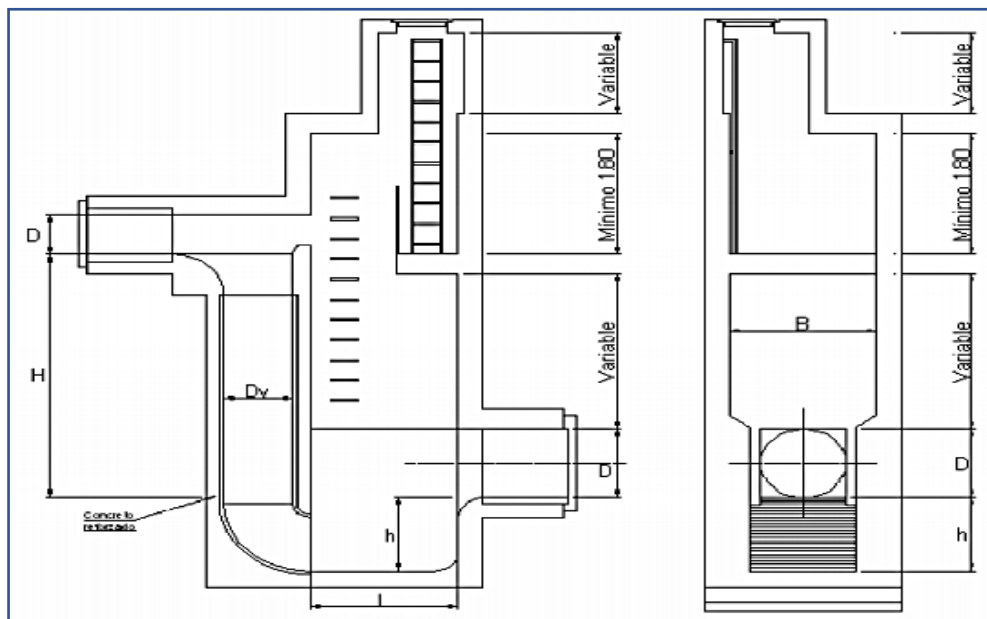
Entre los pozos de registro del emisario 4 hay 1 pozo de salto tipo I (a) con diámetro de entrada de 710 mm y altura de caída de 0,5 m.

3.6.1.2. Pozo de caída tipo II

Apto para saltos de altura máxima de 3 m y diámetros de entrada hasta 900 mm, en la figura 14 se presenta el esquema del pozo de caída tipo II y en la tabla 40 se muestra los valores típicos de las dimensiones de esta estructura.

Figura 14.

Pozo de caída Tipo II



Nota. Se muestra un corte longitudinal y transversal del pozo de caída tipo II. Fuente:

EMAAP-Q, 2009, pág. 120

Tabla 40.*Valores típicos de dimensiones del pozo de caída Tipo II*

Diámetro entrada (mm)	Altura caída máxima (m)	Diámetro del tubo vertical (mm)	Ancho de la cámara (m)	Profundidad h del fondo de la cámara (m)	Longitud cámara (m)
500	1	500	0,75	0,35	1,30
600		500	0,80	0,35	1,30
750		750	0,95	0,40	1,60
900		750	1,10	0,45	2

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 121

Entre los pozos de registro del colector 2 hay 1 pozo de salto tipo II con diámetro de entrada de 900 mm y altura de caída de 0,1 m.

Entre los pozos de registro del emisario 1 hay 1 pozo de salto tipo II con diámetro de entrada de 900 mm y altura de caída de 0,2 m.

Entre los pozos de registro del emisario 3 hay 2 pozos de salto tipo II con diámetros de entrada de 400 y 650 mm y alturas de caída de 0,9 y 1 m.

Entre los pozos de registro del emisario 4 hay 1 pozo de salto tipo II con diámetro de entrada de 900 mm y altura de caída de 0,5 m.

3.6.1.3. Pozo de caída tipo III

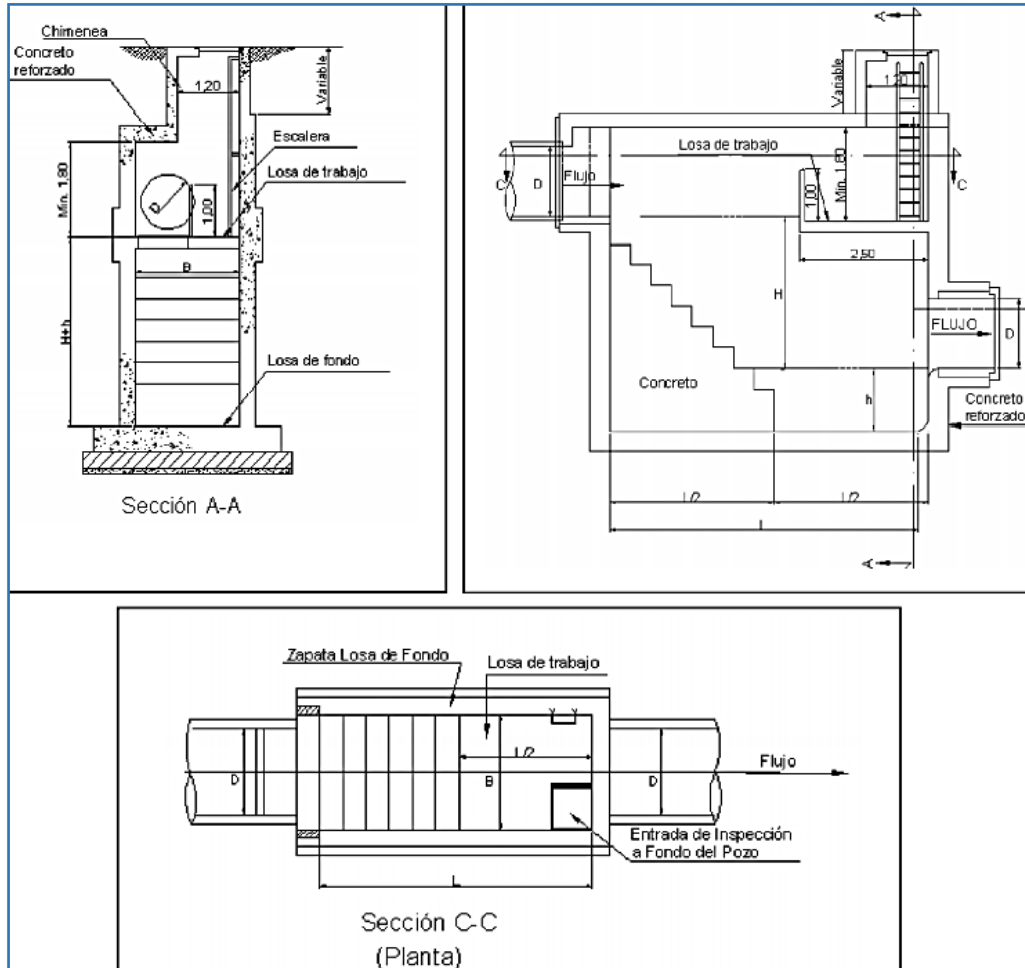
Apto para saltos de altura máxima de 3m y diámetros de entrada entre 1000 y 1500 mm, en la figura 15 se presenta el esquema del pozo de caída tipo III y en la tabla 41 se muestra los valores típicos de las dimensiones de esta estructura.

Tabla 41.*Valores típicos de dimensiones del pozo de caída Tipo III*

Diámetro entrada (mm)	Altura caída máxima (m)	Ancho cámara (m)	Longitud total gradas (m)	Profundidad h del fondo de la cámara (m)	Longitud cámara (m)
1000	1	1,50	1,70	0,70	3,40
1250		1,90	1,70	0,85	3,40
1500		2,25	1,80	1	3,60

Elaborado por: La autora, con información de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EMAAP-Q, 2009, pág. 122

Figura 15. Pozo de caída Tipo III



Nota. Se muestra un corte longitudinal, transversal y vista en planta del pozo de caída tipo III. Fuente: EMAAP-Q, 2009, pág. 122

Entre los pozos de registro del colector 3 hay 1 pozo de salto tipo III con diámetro de entrada de 1 090 mm y altura de caída de 1 m.

Entre los pozos de registro del emisario 1 hay 1 pozo de salto tipo III con diámetro de entrada de 1 000 mm y altura de caída de 0,4 m.

Entre los pozos de registro del emisario 4 hay 1 pozo de salto tipo III con diámetro de entrada de 1 000 mm y altura de caída de 0,5 m.

Los planos estructurales de los pozos de caída se presentan en el **Anexo 5**.

3.6.2. *Sumideros*

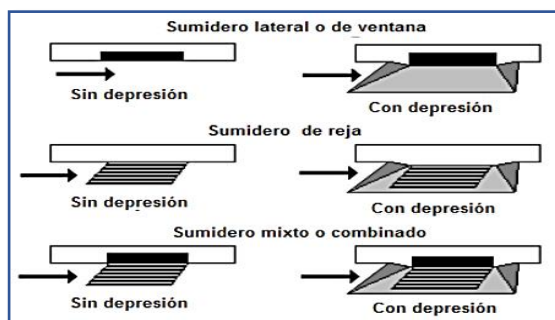
Son estructuras que sirven para interceptar el caudal pluvial que se escurre por las cunetas de las calles e inmediatamente descargarlo a la red de alcantarillado, existen varios tipos de sumideros y para seleccionar cual se utilizará en el proyecto se debe tener en cuenta las características topográficas, la importancia de las vías y la eficiencia del sumidero.

Según la norma EMAAP-Q, 2009 hay 3 tipos de sumideros, mismos que se muestran en la figura 16.

- Horizontales, se encuentran en la solera de la cuneta horizontal o transversal a la vía.
- Verticales, se abren en la pared vertical del bordillo
- Combinados

Figura 16.

Tipos de sumideros



Fuente: Reglamento Nacional NB 688, 2007, pág. 203

Los sumideros deben ubicarse de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- En puntos bajos y depresiones de calzadas.
- Antes de puentes y terraplenes.
- Antes de cruces de calles y pasos peatonales.

- En lugares donde se reduzca la pendiente longitudinal de la calle.
- En cruces de calles apartados.
- No en lugares donde puedan interferir otros servicios públicos como electricidad, internet o teléfono.

En cuanto al espaciamiento máximo entre sumideros, el reglamento nacional NB 688, 2007 establece valores de espaciamiento en función de la pendiente, los cuales se muestran en la tabla 42.

Tabla 42.

Espaciamiento máximo entre sumideros

PENDIENTE	ESPACIAMIENTO
%	m
0,4	50
0,4 – 0,6	60
0,6 - 1	70
1 - 3	80

Elaborado por: La autora, con información del Reglamento Nacional NB 688, 2007, pág. 207

En calles con un ancho mayor a 20 m y pendientes mayores a las mostradas en la tabla 42, el espaciamiento máximo entre sumideros será de 50 m.

3.6.2.1. Parámetros de diseño

El diámetro de la tubería de conexión del sumidero al sistema de alcantarillado combinado no debe ser menor a 200 mm, debe tener una pendiente mayor al 2 % y su longitud no debe ser mayor a 15 m (RAS_TítuloD, 2000, pág. D.56)

3.6.2.2. Dimensionamiento

Para dimensionar un sumidero el primer paso es calcular el caudal pluvial, considerando el área de la calzada para cada tramo de la red mediante el método racional, los parámetros que se deben tomar en cuenta para este cálculo son: el coeficiente de escorrentía que para este proyecto va a ser 0,7 (este valor fue tomado del reglamento técnico RAS 2000, tabla

D.4.5 pág. D.47) puesto que, la capa de rodadura de las calles de este proyecto es de adoquín; la intensidad que se determina mediante las ecuaciones de la estación Izobamba M0003 con un tiempo de concentración de 12 minutos y un periodo de retorno de 10 años. Después de obtener el caudal pluvial de la calzada, que es transportado por las cunetas aguas arriba de cada tramo, se procede a calcular la capacidad hidráulica del flujo de las cunetas, la cual depende de su forma, pendiente y rugosidad, la cuneta se representa como un canal abierto de sección triangular por lo que, para determinar su capacidad hidráulica se emplea la ecuación de Izzard.

$$Q_o = 0,375 * \sqrt{S_o} * \left(\frac{z}{n}\right) * y_o^{\frac{8}{3}} \quad (\text{Ec. Izzard})$$

Donde:

Q_o : Caudal de acercamiento o canal que transporta la cuneta (m^3/s)

S_o : Pendiente longitudinal

z : Inverso de la pendiente transversal

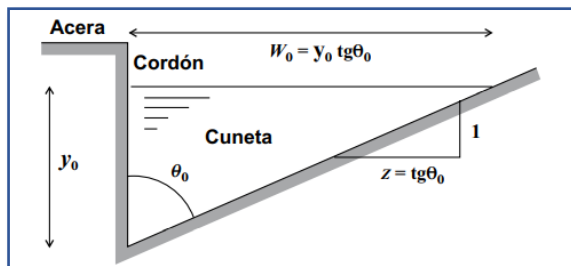
n : Coeficiente de rugosidad de Manning

y_o : Capacidad hidráulica del flujo (m)

En la figura 17 se muestra el esquema de una cuneta triangular en la cual se aprecia el ancho de espejo de agua w_o y la capacidad hidráulica del flujo y_o , parámetros necesarios para el dimensionamiento de sumideros.

Figura 17.

Cuneta triangular



Nota. Se muestra un corte transversal de una cuneta triangular con algunos de los parámetros para el dimensionamiento de sumideros. Fuente: Reglamento Nacional NB 688, 2007, pág. 196

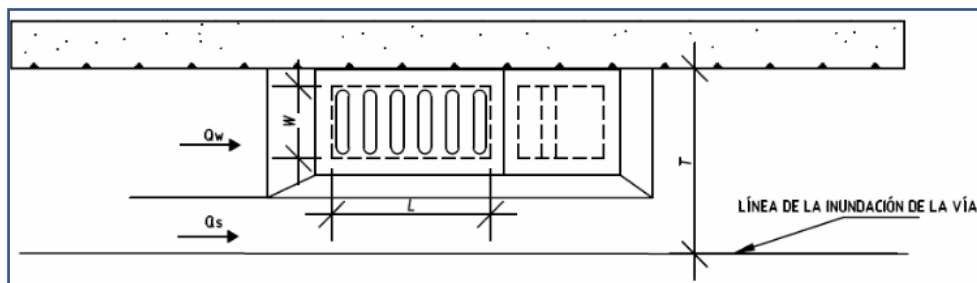
En el proyecto la mayoría de calles son adoquinadas, las calles por donde está proyectada la red del colector 3 son lastradas y se espera que a futuro la capa de rodadura sea adoquinada, por lo que se toma un valor medio de 0,015, el cual se indica en la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12, tabla 2B.202-19, pág. 322

3.6.2.3. Ancho de inundación de la vía por escorrentía T

En la figura 18 se puede observar cuál es el ancho de inundación de la vía, éste está en función del tipo de vía, del tráfico vehicular y peatonal, y los valores del ancho permisible se presentan en la tabla 43.

Figura 18.

Ancho de inundación, vista en planta del sumidero



Fuente: NDC-SE-RA-015, 2012, pág. 8

Tabla 43.

Ancho de inundación superficial admisible

Clasificación de la vía	Ancho de inundación superficial admisible	
	T (m)	
Zona residencial	3	
Zona institucional y comercial	2,5	
Vías tipo V-0 a V-3	2,5	

Elaborado por: La autora, con información de NDC-SE-RA-015, 2012, pág. 8

El ancho de inundación se calcula con la ecuación 33.

$$T = \frac{Y_0}{S_x} \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde:

T: Ancho de inundación

y_0 : Capacidad hidráulica del flujo (m)

S_x : Pendiente transversal de la vía

En la tabla 44 se presentan los datos necesarios para el cálculo del caudal pluvial de la calzada, capacidad hidráulica y ancho de inundación.

Tabla 44.

Datos para el cálculo del caudal pluvial de la calzada

T	10	años
tc	12	minutos
I	81,950	mm/h
c	0,7	
Sx	0,02	
z	50	
n	0,015	
z/n	3333,333	

Elaborado por: La autora

En las tablas de la 45 a la 48 se presentan: la descripción de los tramos, las áreas de la calzada, los valores del caudal pluvial de la calzada, capacidad hidráulica y ancho de inundación para cada tramo de los colectores del 1 al 4 respectivamente.

Tabla 45.*Parámetros cunetas triangulares para el colector 1*

Tramo	Calle	Pozo N°	Longitud (m)	Ancho calzada (m)	Área parcial (ha)	Caudal Pluvial calzada Qo (m³/s)	Pendiente longitudinal So	Capacidad hidráulica Yo (m)	Ancho de inundación T (m)
1		PZ - 1 a PZ - 2	77,25	6	0,0464	0,0074	0,0399	0,0200	1,00
2		PZ - 2 a PZ - 3	57,32	8	0,0459	0,0073	0,0002	0,0552	2,76
3		PZ - 3 a PZ - 4	55,79	8	0,0446	0,0071	0,0418	0,0196	0,98
4		PZ - 4 a PZ - 5	77,48	6	0,0465	0,0074	0,0454	0,0196	0,98
5		PZ - 5 a PZ - 6	79,93	6	0,0480	0,0076	0,0427	0,0200	1,00
6		PZ - 6 a PZ - 7	98,68	6	0,0592	0,0094	0,0141	0,0267	1,33
7		PZ - 7 a PZ - 8	59,71	5	0,0299	0,0048	0,0672	0,0154	0,77
8		PZ - 8 a PZ - 9	78,12	5	0,0391	0,0062	0,0663	0,0171	0,85
9		PZ - 9 a PZ - 10	76,27	5	0,0381	0,0061	0,0400	0,0186	0,93
10		PZ - 10 a PZ - 11	76,45	7	0,0535	0,0085	0,0404	0,0211	1,05
11	SN	PZ - 11 a PZ - 12	37,75	7	0,0264	0,0042	0,0191	0,0186	0,93
12		PZ - 12 a PZ - 13	80	9	0,0720	0,0115	0,0324	0,0246	1,23
13		PZ - 13 a PZ - 14	80	6	0,0480	0,0076	0,0291	0,0215	1,08
14		PZ - 14 a PZ - 15	80	5	0,0400	0,0064	0,0202	0,0215	1,08
15		PZ - 15 a PZ - 16	80	9	0,0720	0,0115	0,0419	0,0234	1,17
16		PZ - 16 a PZ - 17	80	10	0,0800	0,0127	0,0080	0,0332	1,66
17		PZ - 17 a PZ - 18	115,65	9	0,1041	0,0166	0,0170	0,0318	1,59
18		PZ - 18 a PZ - 19	60,94	9	0,0548	0,0087	0,0359	0,0218	1,09
19		PZ - 19 a PZ - 20	110,47	10	0,1105	0,0176	0,0256	0,0301	1,51
20		PZ - 20 a PZ - 21	113,39	10	0,1134	0,0181	0,0274	0,0300	1,50
21		PZ - 21 a PZ - 22	121,49	10	0,1215	0,0194	0,0177	0,0335	1,67
22	Fernández Salvador	PZ - 22 a PZ - 23	215	9	0,1935	0,0308	0,0360	0,0349	1,75

Elaborado por: La autora

Tabla 46.

Parámetros cunetas triangulares para el colector 2

Tramo	Calle	Pozo N°	Longitud (m)	Ancho calzada (m)	Área parcial (ha)	Caudal Pluvial calzada Qo (m ³ /s)	Pendiente longitudinal So	Capacidad hidráulica Yo (m)	Ancho de inundación T (m)
1		PZ-1 a PZ-2	65	6	0,0390	0,0062	0,0732	0,0168	0,84
2		PZ-2 a PZ-3	63,61	6	0,0382	0,0061	0,0308	0,0195	0,98
3		PZ-3 a PZ-4	86,77	6	0,0521	0,0083	0,0100	0,0271	1,36
4		PZ-4 a PZ-5	47,85	7	0,0335	0,0053	0,0100	0,0230	1,15
5		PZ-5 a PZ-6	79,96	8	0,0640	0,0102	0,0218	0,0253	1,27
6		PZ-6 a PZ-7	72,41	7	0,0507	0,0081	0,0006	0,0462	2,31
7	SN	PZ-7 a PZ-8	61,72	7	0,0432	0,0069	0,0661	0,0177	0,89
8		PZ-8 a PZ-9	44,73	9	0,0403	0,0064	0,0950	0,0161	0,81
9		PZ-9 a PZ-10	84,63	8	0,0677	0,0108	0,0040	0,0355	1,78
10		PZ-10 a PZ-11	139,83	7	0,0979	0,0156	0,0583	0,0247	1,23
11		PZ-11 a PZ-12	80	8	0,0640	0,0102	0,0611	0,0209	1,04
12		PZ-12 a PZ-13	74,06	7	0,0518	0,0083	0,0304	0,0220	1,10
13		PZ-13 a PZ-14	87,72	8	0,0702	0,0112	0,0475	0,0226	1,13
14		PZ-14 a PZ-15	98,39	8	0,0787	0,0125	0,0626	0,0224	1,12
15	Tomás Pazmiño	PZ-15 a PZ-16	60,23	8	0,0482	0,0077	0,0131	0,0250	1,25
16	SN	PZ-16 a PZ-17	65,51	7	0,0459	0,0073	0,0391	0,0200	1,00
17		PZ-17 a PZ-18	22,87	8	0,0183	0,0029	0,0127	0,0175	0,88
18	Miguel Salazar	PZ-18 a PZ-19	57,73	8	0,0462	0,0074	0,0100	0,0259	1,30
19		PZ-19 a PZ-20	50,53	9	0,0455	0,0072	0,0100	0,0258	1,29
20		PZ-20 a PZ-21	80,61	8	0,0645	0,0103	0,0249	0,0248	1,24
21	La Tola	PZ-21 a PZ-22	84,25	12	0,1011	0,0161	0,0236	0,0296	1,48

Tramo	Calle	Pozo N°	Longitud (m)	Ancho calzada (m)	Área parcial (ha)	Caudal Pluvial calzada Qo (m³/s)	Pendiente longitudinal So	Capacidad hidráulica Yo (m)	Ancho de inundación T (m)
22		PZ-22 a PZ-23	81,22	12	0,0975	0,0155	0,0007	0,0559	2,80
23	Miguel Salazar	PZ-23 a PZ-24	80,08	9	0,0721	0,0115	0,0134	0,0290	1,45
24		PZ-24 a PZ-25	49,17	12	0,0590	0,0094	0,0126	0,0272	1,36
25	Miguel Salazar	PZ-25 a PZ-26	118,15	12	0,1418	0,0226	0,0161	0,0361	1,81
26	SN	PZ-26 a PZ-27	100,51	2	0,0201	0,0032	0,0457	0,0143	0,71

Elaborado por: La autora

Tabla 47.

Parámetros cunetas triangulares para el colector 3

Tramo	Calle	Pozo N°	Longitud (m)	Ancho calzada (m)	Área parcial (ha)	Caudal Pluvial calzada Qo (m³/s)	Pendiente longitudinal So	Capacidad hidráulica Yo (m)	Ancho de inundación T (m)
1		PZ 1 a PZ 2	53,26	7	0,037	0,0059	0,1044	0,0154	0,77
2		PZ 2 a PZ 3	49,98	7	0,035	0,0056	0,0898	0,0155	0,77
3		PZ 3 a PZ 4	38,47	7	0,027	0,0043	0,0689	0,0147	0,74
4		PZ 4 a PZ 5	49,04	8	0,039	0,0063	0,0553	0,0177	0,88
5		PZ 5 a PZ 6	57,08	10	0,057	0,0091	0,1572	0,0167	0,84
6		PZ 6 a PZ 7	46,23	8	0,037	0,0059	0,0363	0,0187	0,94
7		PZ 7 a PZ 8	70,13	8	0,056	0,0089	0,0692	0,0194	0,97
8		PZ 8 a PZ 9	38,02	8	0,030	0,0048	0,0863	0,0148	0,74
9	SN	PZ 9 a PZ 10	85,57	8	0,068	0,0109	0,0690	0,0209	1,05
10		PZ 10 a PZ 11	58,57	7	0,041	0,0065	0,0866	0,0165	0,83
11		PZ 11 a PZ 12	116,00	6	0,070	0,0111	0,0704	0,0210	1,05
12		PZ 12 a PZ 13	80,00	7	0,056	0,0089	0,0699	0,0194	0,97

Tramo	Pozo N°	Longitud (m)	Ancho calzada (m)	Área parcial (ha)	Caudal Pluvial calzada Qo (m³/s)	Pendiente longitudinal So	Capacidad hidráulica Yo (m)	Ancho de inundación T (m)	
13		PZ 13 a PZ 14	80,00	5	0,040	0,0064	0,0754	0,0168	0,84
14		PZ 14 a PZ 15	80,00	5	0,040	0,0064	0,0673	0,0172	0,86
15		PZ 15 a PZ 16	63,00	7	0,044	0,0070	0,0741	0,0175	0,88
16		PZ 16 a PZ 17	62,10	5	0,031	0,0049	0,0340	0,0178	0,89
17		PZ 17 a PZ 18	99,70	13	0,130	0,0207	0,0281	0,0315	1,57
18		PZ 18 a PZ 19	100,00	11	0,110	0,0175	0,0459	0,0270	1,35
19		PZ 19 a PZ 20	139,67	11	0,154	0,0245	0,0530	0,0298	1,49
20		PZ 20 a PZ 21	85,29	9	0,077	0,0122	0,0456	0,0236	1,18
21		PZ 21 a PZ 22	75,03	11	0,083	0,0132	0,0561	0,0233	1,17
22		PZ 22 a PZ 23	100,00	12	0,120	0,0191	0,0425	0,0283	1,41
23		PZ 23 a PZ 24	85,07	14	0,119	0,0190	0,0190	0,0328	1,64
24		PZ 24 a PZ 25	83,50	9	0,075	0,0120	0,0495	0,0231	1,15
25		PZ 25 a PZ 26	112,08	9	0,101	0,0161	0,0442	0,0263	1,32
26		PZ 26 a PZ 27	125,89	9	0,113	0,0181	0,0294	0,0297	1,48
27		PZ 27 a PZ 28	48,44	16	0,078	0,0124	0,0279	0,0260	1,30
28		PZ 28 a PZ 29	57,65	9	0,052	0,0083	0,0243	0,0229	1,15
29	SN	PZ 29 a PZ 30	142,34	10	0,142	0,0227	0,0422	0,0302	1,51
30		PZ 30 a PZ 31	100,00	8	0,080	0,0127	0,0260	0,0266	1,33
31		PZ 31 a PZ 32	110,78	10	0,111	0,0177	0,0171	0,0326	1,63
32		PZ 32 a PZ 33	100,49	10	0,100	0,0160	0,0309	0,0281	1,40
33		PZ 33 a PZ 34	117,01	10	0,117	0,0186	0,0269	0,0305	1,53
34		PZ 34 a PZ 35	99,87	12	0,120	0,0191	0,0185	0,0330	1,65
35		PZ 35 a PZ 36	100,13	13	0,130	0,0207	0,0286	0,0314	1,57
36		PZ 36 a PZ 37	100,00	12	0,120	0,0191	0,0215	0,0321	1,61
37		PZ 37 a PZ 38	100,00	12	0,120	0,0191	0,0228	0,0318	1,59
38		PZ 38 a PZ 39	100,00	13	0,130	0,0207	0,0271	0,0317	1,59

Tramo	Pozo N°	Longitud (m)	Ancho calzada (m)	Área parcial (ha)	Caudal Pluvial calzada Qo (m³/s)	Pendiente longitudinal So	Capacidad hidráulica Yo (m)	Ancho de inundación T (m)
39	PZ 39 a PZ 40	87,09	14	0,122	0,0194	0,0100	0,0373	1,87
40	PZ 40 a PZ 41	100,00	12	0,120	0,0191	0,0409	0,0285	1,42
41	PZ 41 a PZ 42	100,00	9	0,090	0,0143	0,0092	0,0338	1,69
42	PZ 42 a PZ 43	65,00	7	0,046	0,0073	0,0080	0,0269	1,34
43	PZ 43 a PZ 44	120,00	7	0,084	0,0134	0,0229	0,0278	1,39
44	PZ 44 a PZ 45	79,80	8	0,064	0,0102	0,0006	0,0492	2,46
45	PZ 45 a PZ 46	101,61	8	0,081	0,0130	0,0076	0,0338	1,69
46	SN PZ 46 a PZ 47	120,06	7	0,084	0,0134	0,0198	0,0285	1,43
47	PZ 47 a PZ 48	125,97	6	0,076	0,0120	0,0005	0,0552	2,76

Elaborado por: La autora

Tabla 48.

Parámetros cunetas triangulares para el colector 4

Tramo	Calle	Pozo N°	Longitud (m)	Ancho calzada (m)	Área parcial (ha)	Caudal Pluvial calzada Qo (m³/s)	Pendiente longitudinal So	Capacidad hidráulica Yo (m)	Ancho de inundación T (m)
1		PZ1 a PZ2	89,31	7	0,0625	0,0100	0,0399	0,0224	1,12
2		PZ2 a PZ3	89,36	9	0,0804	0,0128	0,0002	0,0682	3,41
3	SN	PZ3 a PZ4	79,98	9	0,0720	0,0115	0,0418	0,0234	1,17
4		PZ4 a PZ5	84,05	7	0,0588	0,0094	0,0454	0,0214	1,07
5		PZ5 a PZ6	32,53	10	0,0325	0,0052	0,0427	0,0173	0,87

Elaborado por: La autora

3.6.2.4. Caudal de intercepción Q_i

Para el presente proyecto se diseñarán sumideros en solera de cuneta con depresión, los cuales son empleados por la EPMAPS y su dimensión estándar es 45 x 55 cm, en el **Anexo 5** se presenta el detalle de este tipo de sumidero. El caudal de intercepción se calcula mediante la ecuación 34.

$$Q_i = C_c * K * \left(1 - \frac{P}{100}\right) * L * B * (2 * g * H)^{0,5} \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde:

Q_i : Caudal interceptado por el sumidero (m^3/s)

C_c : Coeficiente para sumideros en cunetas con depresión. Se puede emplear un valor de 0,6

K : Relación entre el área de orificios de la reja y su área total

P : Porcentaje de obstrucción de la reja debido a basuras arrastradas por el escurrimiento pluvial en superficie. Se recomienda usar como mínimo $P = 50$

L : Longitud del sumidero (m)

B : Ancho del sumidero (m)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

H : Profundidad de la cara superior de la reja respecto de la superficie de agua sobre la reja (m), Y_o

En la tabla 49 se presentan los datos necesarios para el cálculo del caudal de intercepción del sumidero.

Tabla 49.

Datos para el cálculo del caudal de intercepción del sumidero

Cc	0,6	
k	0,4	
P	50	
L	0,55	m
B	0,45	m
g	9,81	m/s^2

Elaborado por: La autora

En las tablas de la 50 a la 53 se presentan el caudal de intercepción y el número de sumideros para cada tramo de los colectores del 1 al 4 respectivamente.

El número de sumideros se lo obtiene dividiendo el caudal de acercamiento para el caudal interceptado por el sumidero Q_o/Q_i .

Tabla 50.

Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 1

Calle	Pozo N°	Qo (m ³ /s)	Yo (m)	Caudal interceptado sumidero Qi (m ³ /s)	N° sumideros Qo/Qi (u)
	PZ - 1 a PZ - 2	0,0074	0,0200	0,0186	1
	PZ - 2 a PZ - 3	0,0073	0,0552	0,0309	1
	PZ - 3 a PZ - 4	0,0071	0,0196	0,0184	1
	PZ - 4 a PZ - 5	0,0074	0,0196	0,0184	1
	PZ - 5 a PZ - 6	0,0076	0,0200	0,0186	1
	PZ - 6 a PZ - 7	0,0094	0,0267	0,0215	1
	PZ - 7 a PZ - 8	0,0048	0,0154	0,0163	1
	PZ - 8 a PZ - 9	0,0062	0,0171	0,0172	1
	PZ - 9 a PZ - 10	0,0061	0,0186	0,0179	1
	PZ - 10 a PZ - 11	0,0085	0,0211	0,0191	1
SN	PZ - 11 a PZ - 12	0,0042	0,0186	0,0180	1
	PZ - 12 a PZ - 13	0,0115	0,0246	0,0206	1
	PZ - 13 a PZ - 14	0,0076	0,0215	0,0193	1
	PZ - 14 a PZ - 15	0,0064	0,0215	0,0193	1
	PZ - 15 a PZ - 16	0,0115	0,0234	0,0201	1
	PZ - 16 a PZ - 17	0,0127	0,0332	0,0240	1
	PZ - 17 a PZ - 18	0,0166	0,0318	0,0235	1
	PZ - 18 a PZ - 19	0,0087	0,0218	0,0194	1
	PZ - 19 a PZ - 20	0,0176	0,0301	0,0228	1
	PZ - 20 a PZ - 21	0,0181	0,0300	0,0228	1
	PZ - 21 a PZ - 22	0,0194	0,0335	0,0241	1
Fernández Salvador	PZ - 22 a PZ - 23	0,0308	0,0349	0,0246	2
Total					23

Elaborado por: La autora

Tabla 51.*Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 2*

Calle	Pozo N°	Qo (m ³ /s)	Yo (m)	Caudal interceptado sumidero Qi (m ³ /s)	N° sumideros Qo/Qi (u)
SN	PZ-1 a PZ-2	0,00621	0,0168	0,0170	1
	PZ-2 a PZ-3	0,00608	0,0195	0,0184	1
	PZ-3 a PZ-4	0,00830	0,0271	0,0217	1
	PZ-4 a PZ-5	0,00534	0,0230	0,0199	1
	PZ-5 a PZ-6	0,01019	0,0253	0,0209	1
	PZ-6 a PZ-7	0,00808	0,0462	0,0283	1
	PZ-7 a PZ-8	0,00688	0,0177	0,0175	1
	PZ-8 a PZ-9	0,00641	0,0161	0,0167	1
	PZ-9 a PZ-10	0,01079	0,0355	0,0248	1
	PZ-10 a PZ-11	0,01560	0,0247	0,0207	1
	PZ-11 a PZ-12	0,01020	0,0209	0,0190	1
	PZ-12 a PZ-13	0,00826	0,0220	0,0195	1
	PZ-13 a PZ-14	0,01118	0,0226	0,0198	1
	PZ-14 a PZ-15	0,01254	0,0224	0,0197	1
Tomás Pazmiño	PZ-15 a PZ-16	0,00768	0,0250	0,0208	1
SN	PZ-16 a PZ-17	0,00731	0,0200	0,0186	1
	PZ-17 a PZ-18	0,00292	0,0175	0,0174	1
Miguel Salazar	PZ-18 a PZ-19	0,00736	0,0259	0,0212	1
	PZ-19 a PZ-20	0,00725	0,0258	0,0211	1
La Tola	PZ-20 a PZ-21	0,01028	0,0248	0,0207	1
	PZ-21 a PZ-22	0,01611	0,0296	0,0226	1
Miguel Salazar	PZ-22 a PZ-23	0,01553	0,0559	0,0311	1
	PZ-23 a PZ-24	0,01148	0,0290	0,0224	1
	PZ-24 a PZ-25	0,00940	0,0272	0,0217	1
SN	PZ-25 a PZ-26	0,02259	0,0361	0,0250	1
	PZ-26 a PZ-27	0,00320	0,0143	0,0157	1
Total					26

Elaborado por: La autora

Tabla 52. Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 3

Calle	Pozo N°	Qo (m³/s)	Yo (m)	Caudal interceptado sumidero Qi (m³/s)	N° sumideros Qo/Qi (u)
	PZ 1 a PZ 2	0,00594	0,0154	0,0163	1
	PZ 2 a PZ 3	0,00557	0,0155	0,0164	1
	PZ 3 a PZ 4	0,00429	0,0147	0,0160	1
	PZ 4 a PZ 5	0,00625	0,0177	0,0175	1
	PZ 5 a PZ 6	0,00910	0,0167	0,0170	1
	PZ 6 a PZ 7	0,00589	0,0187	0,0180	1
	PZ 7 a PZ 8	0,00894	0,0194	0,0183	1
	PZ 8 a PZ 9	0,00485	0,0148	0,0160	1
	PZ 9 a PZ 10	0,01091	0,0209	0,0190	1
	PZ 10 a PZ 11	0,00653	0,0165	0,0169	1
	PZ 11 a PZ 12	0,01109	0,0210	0,0190	1
	PZ 12 a PZ 13	0,00892	0,0194	0,0183	1
	PZ 13 a PZ 14	0,00637	0,0168	0,0171	1
	PZ 14 a PZ 15	0,00637	0,0172	0,0172	1
	PZ 15 a PZ 16	0,00703	0,0175	0,0174	1
	PZ 16 a PZ 17	0,00495	0,0178	0,0175	1
	PZ 17 a PZ 18	0,02065	0,0315	0,0233	1
	PZ 18 a PZ 19	0,01753	0,0270	0,0216	1
SN	PZ 19 a PZ 20	0,02448	0,0298	0,0227	2
	PZ 20 a PZ 21	0,01223	0,0236	0,0202	1
	PZ 21 a PZ 22	0,01315	0,0233	0,0201	1
	PZ 22 a PZ 23	0,01912	0,0283	0,0221	1
	PZ 23 a PZ 24	0,01898	0,0328	0,0238	1
	PZ 24 a PZ 25	0,01197	0,0231	0,0200	1
	PZ 25 a PZ 26	0,01607	0,0263	0,0213	1
	PZ 26 a PZ 27	0,01805	0,0297	0,0227	1
	PZ 27 a PZ 28	0,01235	0,0260	0,0212	1
	PZ 28 a PZ 29	0,00827	0,0229	0,0199	1
	PZ 29 a PZ 30	0,02268	0,0302	0,0229	1
	PZ 30 a PZ 31	0,01275	0,0266	0,0215	1
	PZ 31 a PZ 32	0,01765	0,0326	0,0237	1
	PZ 32 a PZ 33	0,01601	0,0281	0,0220	1
	PZ 33 a PZ 34	0,01865	0,0305	0,0230	1
	PZ 34 a PZ 35	0,01910	0,0330	0,0239	1
	PZ 35 a PZ 36	0,02074	0,0314	0,0233	1
	PZ 36 a PZ 37	0,01912	0,0321	0,0236	1
	PZ 37 a PZ 38	0,01912	0,0318	0,0235	1
	PZ 38 a PZ 39	0,02072	0,0317	0,0234	1
	PZ 39 a PZ 40	0,01943	0,0373	0,0254	1
	PZ 40 a PZ 41	0,01912	0,0285	0,0222	1
	PZ 41 a PZ 42	0,01434	0,0338	0,0242	1
	PZ 42 a PZ 43	0,00725	0,0269	0,0216	1
	PZ 43 a PZ 44	0,01339	0,0278	0,0219	1
	PZ 44 a PZ 45	0,01017	0,0492	0,0292	1

Calle	Pozo N°	Qo (m ³ /s)	Yo (m)	Caudal interceptado sumidero Qi (m ³ /s)	N° sumideros Qo/Qi (u)
	PZ 45 a PZ 46	0,01295	0,0338	0,0242	1
SN	PZ 46 a PZ 47	0,01339	0,0285	0,0222	1
	PZ 47 a PZ 48	0,01204	0,0552	0,0309	1
Total					48

Elaborado por: La autora

Tabla 53.

Caudal de intercepción y número de sumideros para el colector 4

Calle	Pozo N°	Qo (m ³ /s)	Yo (m)	Caudal interceptado sumidero Qi (m ³ /s)	N° sumideros Qo/Qi (u)
	PZ1 a PZ2	0,00996	0,0224	0,0197	1
	PZ2 a PZ3	0,01282	0,0682	0,0344	1
SN	PZ3 a PZ4	0,01147	0,0234	0,0201	1
	PZ4 a PZ5	0,00938	0,0214	0,0192	1
	PZ5 a PZ6	0,00518	0,0173	0,0173	1
Total					5

Elaborado por: La autora

De acuerdo a las tablas anteriormente mostradas, en el proyecto se tiene un total de 102 sumideros y la ubicación de estos se presenta en el **Anexo 5**.

3.6.3. Separador de caudales

Estas estructuras sirven para la disipación de energía, alivian parte del caudal conducido por redes de colectores, emisarios o interceptores, es decir, derivan parte del caudal pluvial a cauces naturales cercanos y el caudal sanitario continúa a una planta de tratamiento para posteriormente ser evacuado al sitio de disposición final.

“El caudal derivado por el aliviadero es una fracción del caudal compuesto de aguas residuales y pluviales, donde los residuos sanitarios y pluviales se mezclan, de tal forma que se diluye la concentración media de las aguas residuales.” (RAS_TítuloD, 2000, pág. D.56)

Cuando existen precipitaciones hay un tiempo en el cual los vertidos tienen una pequeña dilución que alcanza un tope deseado de 3 a 5 veces el caudal medio de las aguas residuales, y precisamente la función del separador de caudales es evitar que se vierta directamente un caudal sin dilución.

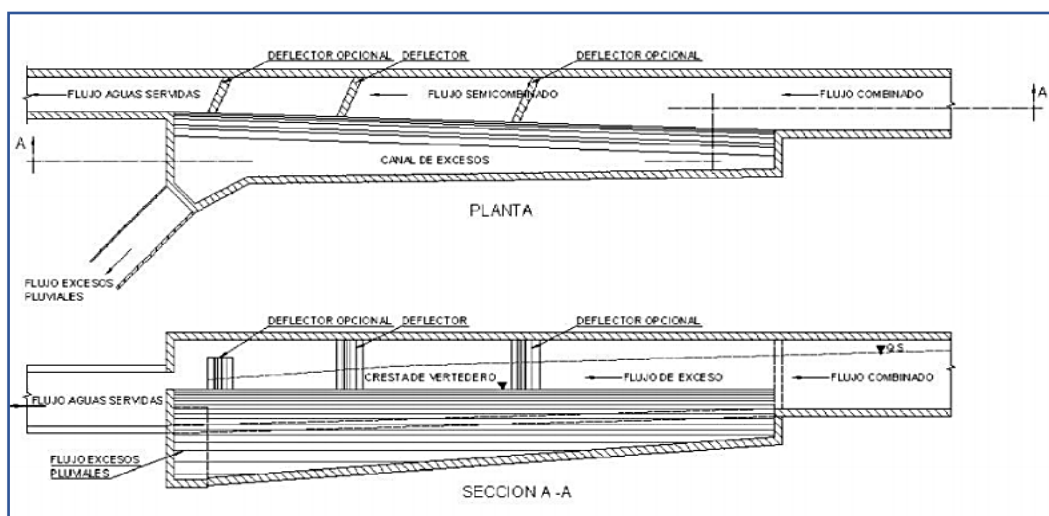
Existen varios tipos de estructuras de separación de caudales, las más comunes son: vertedero lateral, vertedero transversal, orificio, vertedero de salto y sifón aliviadero.

Para el presente proyecto se escogió un vertedero lateral como estructura de separación, el vertedero lateral “consiste en un vertedero paralelo al flujo de agua residual situado en un lado de la alcantarilla, el vertedero debe ser suficientemente alto para evitar toda la descarga de caudales correspondientes al tiempo seco, pero suficientemente bajo y largo como para permitir la descarga del exceso de caudal que se produce en tiempos de lluvia.” (EMAAP-QUITO, 2009, pág. 146)

En la figura 19 se presenta un esquema de un vertedero lateral utilizado para la separación de caudales combinados, en conductos de secciones y caudales grandes.

Figura 19.

Vertedero lateral



Nota. Se muestra la vista en planta y un corte longitudinal del vertedero lateral. Fuente: EMAAP-Q, 2009, pág. 147

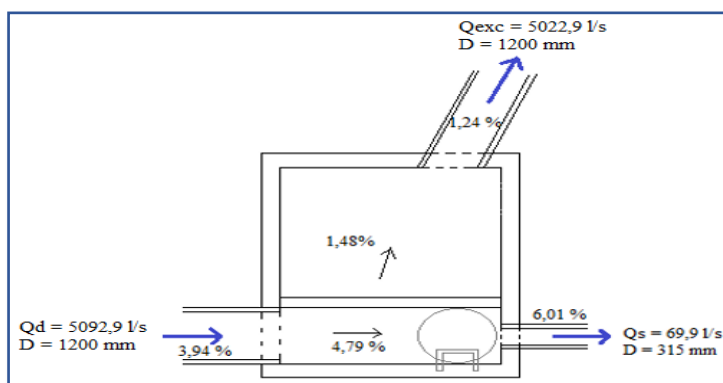
No es aconsejable colocar un separador de caudales en puntos de convergencia de dos o más tuberías, debe dejarse una distancia entre el punto de convergencia y el separador de caudales para que el agua fluya.

Se diseñarán dos estructuras de separación en este proyecto, el primer separador se colocará a 59,65 m del pozo P – 35, punto donde convergen los emisarios 1 y 2 y se acumula un caudal combinado de 5079,308 l/s, este caudal será dividido en la estructura de separación a través de un vertedero lateral de pared delgada, 5022,941 l/s se descargarán a la quebrada Aychapicho con una estructura de disipación de impacto para evitar la erosión de la quebrada al momento de la descarga, y el caudal sanitario de 69,937 l/s será conducido a través de la alcantarilla transversal 1 que cruzará la panamericana Sur para inmediatamente seguir con la conducción del caudal residual a través del emisario 3 hacia la planta de tratamiento, el objetivo de diseñar este separador es aliviar los caudales conducidos por los emisarios 1 y 2, los cuales son grandes al igual que los diámetros de conducción.

En la figura 20 se presenta un esquema del separador de caudales con vertedero de pared delgada.

Figura 20.

Esquema del separador de caudales 1 con vertedero de pared delgada



Nota. Se muestra la vista en planta del separador de caudales 1. Elaborado por: La autora.

En la tabla 54 se muestra un resumen de las dimensiones del separador de caudales 1 así como los parámetros para su diseño.

Tabla 54.

Resumen de dimensiones del separador de caudales 1

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Diámetro de la tubería que ingresa al separador	D	1200 mm
Caudal que ingresa al separador	Qd	5092,878 l/s
Pendiente con la que ingresa el caudal combinado al separador	i	3,94 %
Diámetro que sale del separador hacia la descarga	D	1200 mm
Caudal excedente que sale del separador hacia la descarga	Qexc	5022,941 l/s
Pendiente de la tubería que sale del separador hacia la descarga	i	1,24 %
Diámetro que sale del separador hacia la alcantarilla	D	315 mm
Caudal que sale del separador hacia la alcantarilla	Qs	69,937 l/s
Pendiente de la tubería que sale del hacia la alcantarilla	i	6,01 %
Ancho del vertedero de pared delgada	B	3 m
Altura del vertedero de pared delgada	Cs	0,1 m
Espesor del vertedero de pared delgada	d	0,2 m
Profundidad del pozo de disipación	tp	0,15 m
Longitud total del pozo de disipación	LPD	3,4 m
Espesor de la losa del pozo de disipación	ep	0,15 m
Pendiente del canal hacia la tubería de descarga	s	1,48 %
Pendiente del canal hacia la tubería que sale a la alcantarilla	s	4,79 %
Longitud total interna del separador de caudales	LT	4,8 m

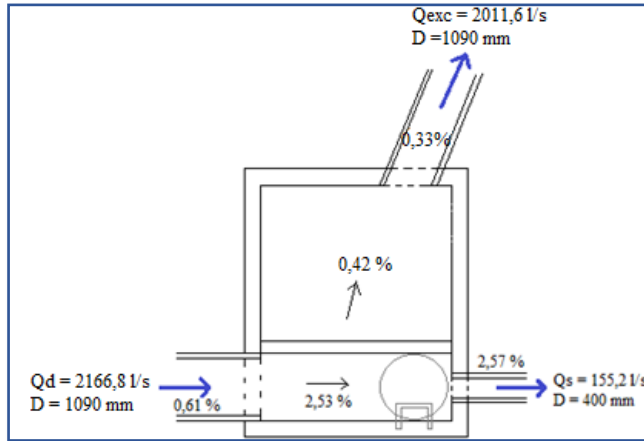
Elaborado por: La autora

El segundo separador se colocará a 40,7 m del pozo P 28, punto donde convergen los emisarios 3 y 4 y se acumula un caudal combinado de 2 166,79 l/s, este caudal será dividido en la estructura de separación a través de un vertedero lateral de pared delgada, 2 011,584 l/s se descargarán a la quebrada Santa Cristina con una estructura de disipación de impacto para evitar la erosión de la quebrada al momento de la descarga, y el caudal sanitario de 155,206 l/s será conducido hacia la planta de tratamiento de aguas residuales donde recibirá el tratamiento adecuado para finalmente descargarlo en la quebrada Santa Cristina.

En la figura 21 se presenta un esquema del separador de caudales con vertedero de pared delgada de pared delgada.

Figura 21.

Esquema del separador de caudales 2 con vertedero de pared delgada



Nota. Se muestra la vista en planta del separador de caudales 2. Elaborado por: La autora.

En la tabla 55 se muestra un resumen de las dimensiones del separador de caudales 2 así como los parámetros para su diseño.

Tabla 55.

Resumen de dimensiones del separador de caudales 2

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Diámetro de la tubería que ingresa al separador	D	1090 mm
Caudal que ingresa al separador	Qd	2166,79 l/s
Pendiente con la que ingresa el caudal combinado al separador	i	0,61 %
Diámetro que sale del separador hacia la descarga	D	1090 mm
Caudal excedente que sale del separador hacia la descarga	Qexc	2011,584 l/s
Pendiente de la tubería que sale del separador hacia la descarga	i	0,33 %
Diámetro que sale del separador hacia la alcantarilla	D	400 mm
Caudal que sale del separador hacia la alcantarilla	Qs	155,206 l/s
Pendiente de la tubería que sale del separador hacia la PTAR	i	2,57 %
Ancho del vertedero de pared delgada	B	2 m
Altura del vertedero de pared delgada	Cs	0,1 m
Espesor del vertedero de pared delgada	d	0,25 m
Pendiente del canal hacia la tubería de descarga	s	0,41 %
Pendiente del canal de acercamiento hacia la PTAR	s	2,53 %
Longitud total interna del separador de caudales	LT	1,35 m

Elaborado por: La autora

El procedimiento del diseño hidráulico de los separadores de caudales se encuentra en el **Anexo 2**.

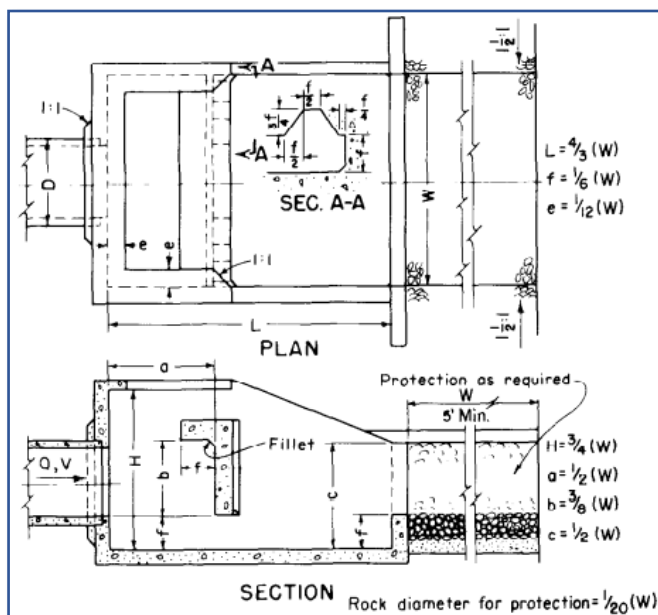
3.6.4. Pozos de disipación

Estas estructuras sirven para disminuir la energía cinética (velocidad) del flujo hasta valores que impidan daños en las estructuras aguas abajo, por lo general estas estructuras son construidas cuando las pendientes del terreno son fuertes o cuando las velocidades de flujo son mayores a las permisibles.

Para este proyecto se diseñarán pozos de disipación de pantalla, el objetivo de esta estructura es disipar la energía a través del impacto que se produce entre el agua que sale de la tubería de conducción y la pantalla de hormigón que cuelga verticalmente en la cámara del pozo, lo que también ayuda a disipar la energía son los remolinos que se forman por el cambio de dirección del flujo después del impacto; estas estructuras se utilizan para números de Froude menores a 9 y velocidades no mayores a 15,24 m/s para que no se produzca cavitación.

Figura 22.

Pozo de disipación con pantalla de hormigón



Nota. Se muestra la vista en planta y un corte longitudinal de la estructura de descarga.

Fuente: U. S. Bureau of Reclamation, 1978, pág. 310

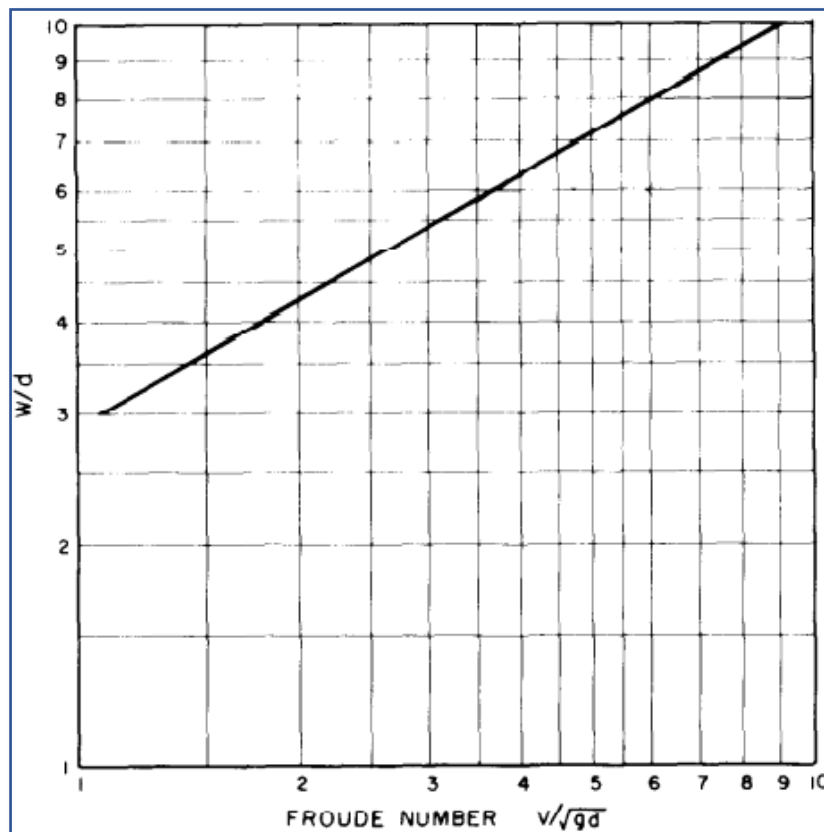
La figura 22 muestra el esquema del dissipador con pantalla desarrollado por la U. S. Bureau of Reclamation, el cual se diseñará para asegurar la descarga final al cuerpo receptor, en este caso a la quebrada Aychapicho y Santa Cristina.

El dimensionamiento de esta estructura se lo realizará a través del gráfico desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation donde se obtiene el valor del ancho de la cámara (W) del pozo de disipación a través del número de Froude, una vez obtenido este valor se puede obtener las dimensiones de toda la estructura debido a que estas están en función de W.

La figura 23 muestra el gráfico para obtener el ancho de la cámara (W).

Figura 23.

Gráfico para obtener el ancho de la cámara (W) del dissipador con pantalla



Fuente: U. S. Bureau of Reclamation, 1978, pág. 310

Las dimensiones que se muestran en la figura 22 se las determina a través de las siguientes relaciones:

$$L = \frac{4}{3} * w \quad (\text{Ec. 35})$$

$$f = \frac{1}{6} * w \quad (\text{Ec. 36})$$

$$e = \frac{1}{12} * w \quad (\text{Ec. 37})$$

$$H = \frac{3}{4} * w \quad (\text{Ec. 38})$$

$$a = \frac{1}{2} * w \quad (\text{Ec. 39})$$

$$b = \frac{3}{8} * w \quad (\text{Ec. 40})$$

$$c = \frac{1}{2} * w \quad (\text{Ec. 41})$$

$$R = \frac{1}{20} * w \quad (\text{Ec. 42})$$

Donde:

W: Ancho de la cámara del pozo disipador de pantalla (m)

d: Profundidad del flujo que ingresa a la cámara del pozo disipador de pantalla (m), determinado a través de la raíz cuadrada del área del conducto $d = \sqrt{A_{\text{conducto}}}$

L: Longitud de la cámara del pozo disipador de pantalla (m)

f: Dimensiones varias del pozo disipador de pantalla y de la pantalla (m)

e: Espesor de las paredes del pozo disipador de pantalla y de la pantalla (m)

H: Altura de la cámara del pozo disipador de pantalla (m)

a: Distancia desde el inicio de la cámara hasta la pantalla (m)

b: Altura de la pantalla del pozo disipador (m)

c: Altura del muro de salida (m)

R: Diámetro de la roca para protección (m)

La tabla 56 muestra las dimensiones de la estructura de descarga 1, es decir aquella que se colocará al final de la tubería de descarga que sale del separador 1.

Tabla 56.

Dimensiones de la estructura de descarga 1

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Diámetro de la tubería de descarga que sale del separador	D	1200 mm
Velocidad media de flujo	v	5,165 m/s
Profundidad del flujo que ingresa a la cámara del pozo disipador	d	1,131 m
Número de Froude	Froude	1,551
Relación entre w y d	w/d	3,65
Ancho de la cámara del pozo disipador de pantalla	w	4,15 m
Longitud de la cámara del pozo disipador de pantalla	L	5,55 m
Dimensiones varias del pozo disipador y de la pantalla	f	0,7 m
Espesor de las paredes del pozo disipador y de la pantalla	e	0,35 m
DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Altura de la cámara del pozo disipador de pantalla	H	3,1 m
Distancia desde el inicio de la cámara hasta la pantalla	a	2,1 m
Altura de la pantalla del pozo disipador de pantalla	b	1,6 m
Altura del muro de salida	c	2,1 m
Diámetro de la roca para protección	R	0,21 m

Elaborado por: La autora

La tabla 57 muestra las dimensiones de la estructura de descarga 2, es decir aquella que se colocará al final de la tubería de descarga que sale del separador 2.

Tabla 57.

Dimensiones de la estructura de descarga 2

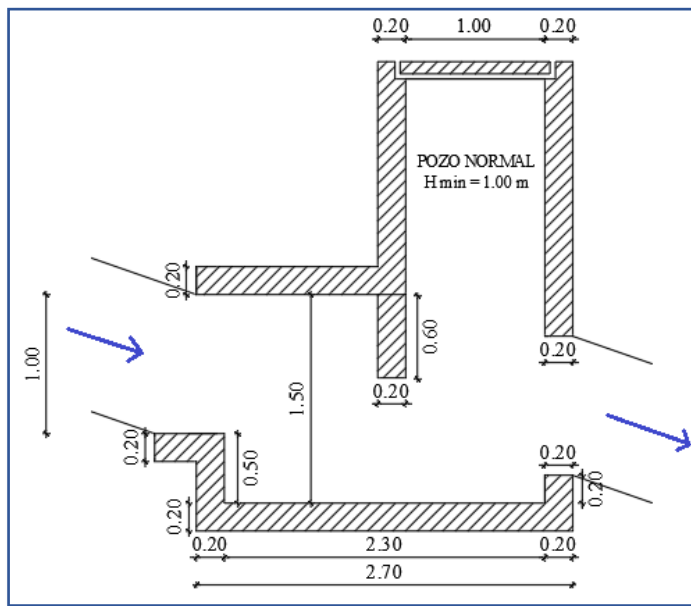
DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Diámetro de la tubería de descarga que sale del separador	D	1090 mm
Velocidad media de flujo	v	2,509 m/s
Profundidad del flujo que ingresa a la cámara del pozo disipador	d	0,933 m
Número de Froude	Froude	0,829
Relación entre w y d	w/d	3
Ancho de la cámara del pozo disipador de pantalla	w	2,8 m
Longitud de la cámara del pozo disipador de pantalla	L	3,75 m
Dimensiones varias del pozo disipador y de la pantalla	f	0,5 m
Espesor de las paredes del pozo disipador y de la pantalla	e	0,25 m
Altura de la cámara del pozo disipador de pantalla	H	2,1 m
Distancia desde el inicio de la cámara hasta la pantalla	a	1,4 m
Altura de la pantalla del pozo disipador de pantalla	b	1,05 m
Altura del muro de salida	c	1,4 m
Diámetro de la roca para protección	R	0,14 m

Elaborado por: La autora

La figura 24 muestra un esquema de un pozo de disipación tipo que se utilizará en ciertos puntos de la red del emisario 1 donde la velocidad sobrepasa los 8 m/s, teniendo un total de 4 pozos de disipación.

Figura 24.

Pozo de disipación tipo



Nota. Se presenta un corte longitudinal del pozo de disipación tipo. Elaborado por: La autora

3.6.5. Alcantarillas transversales

Una alcantarilla es un conducto de sección circular, rectangular o cuadrada que sirve para conducir el agua proveniente de cauces naturales o artificiales por debajo de la vía a través de esta, para diseñar esta estructura se debe elegir bien la ubicación, el alineamiento y la pendiente, con el fin de tener una buena alternativa con respecto a costos, operatividad, servicialidad, seguridad y que a su vez garantice el paso libre del flujo que intercepta la vía sin afectar su estabilidad.

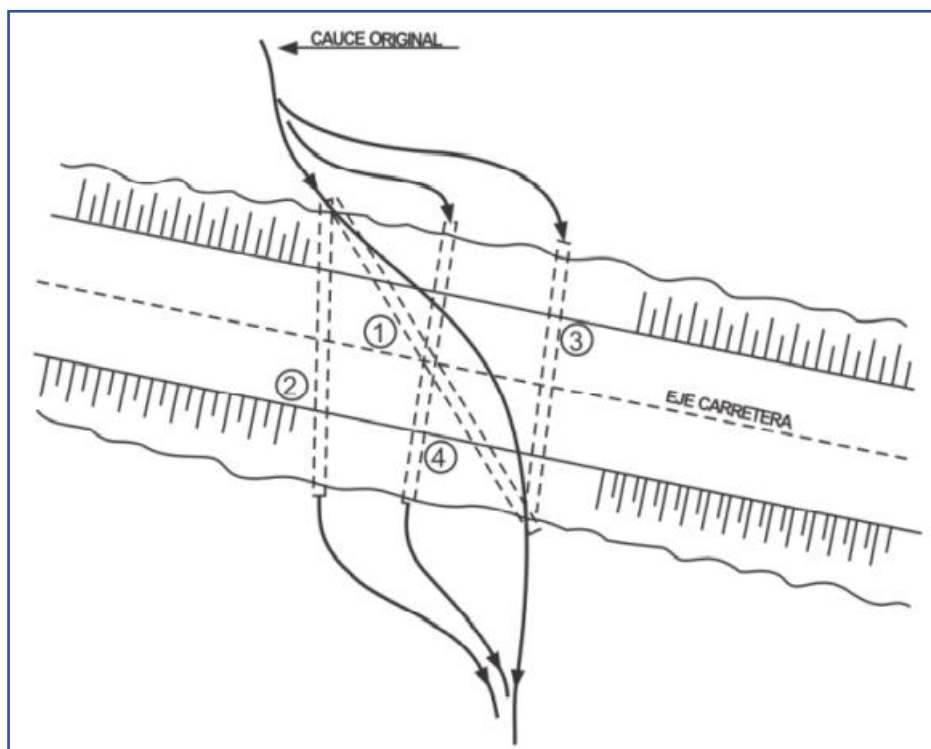
3.6.5.1. Ubicación

Lo ideal es seguir la dirección del flujo cuando se trate de cruces de corriente, pero “en los casos en que no se puede mantener el patrón de drenaje natural o resulte muy larga la estructura, es necesario proyectar la alcantarilla normal al eje de la vía o con un menor sesgo y construir las obras adicionales necesarias, tales como canales, que aseguren la entrega y la continuidad de la corriente interceptada por la vía.” (INVIAS, 2009, págs. 4-34).

En la figura 25 se puede observar las diferentes alternativas de ubicación en planta de alcantarillas.

Figura 25.

Alternativas de ubicación en planta de alcantarillas



Nota. Se muestra una vista en planta de las opciones de ubicación de alcantarillas transversales. Fuente: INVIAS, 2009, pág. 4-34

3.6.5.2. Descripción de las alcantarillas transversales del proyecto

En este proyecto se diseñarán 2 alcantarillas transversales que cruzarán la panamericana Sur en sentido occidente – oriente, para conducir a través de los emisarios 3 y 4 los caudales provenientes de los emisarios 1 y 2 y del colector 3 hacia la planta de tratamiento de aguas residuales que se ubicará en la parte oriental de la parroquia Alóag.

La primera alcantarilla transversal transportará un caudal de 70,075 l/s que proviene del separador de caudales 1 y del tramo comprendido entre los pozos SEP – 1 y PA - 1, este caudal será conducido por el emisario 3 hacia la planta de tratamiento.

En la tabla 58 se muestra un resumen de los valores del diseño de la alcantarilla 1.

Tabla 58.

Resumen de valores del diseño hidráulico de la alcantarilla 1

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Caudal transportado	Qc	70,075 l/s
Diámetro de tubería	D	315 mm
Cota aguas arriba	CAAr	2805,35 msnm
Cota aguas abajo	CAAb	2805,04 msnm
Longitud de la alcantarilla transversal	L	31,97 m
Pendiente longitudinal	So	0,97 %
Calado normal	yn	0,189 m
Calado crítico	yc	0,204 m
Profundidad aguas arriba	Hw	0,671 m
Velocidad media de flujo	v	1,625 m/s

Elaborado por: La autora

La segunda alcantarilla transversal transportará un caudal de 1521,305 l/s que proviene del colector 3, este caudal será conducido por el emisario 4 hacia la planta de tratamiento.

En la tabla 59 se muestra un resumen de los valores del diseño de la alcantarilla 2.

Tabla 59.

Resumen de valores del diseño hidráulico de la alcantarilla 2

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Caudal transportado	Qc	1521,305 l/s
Diámetro de tubería	D	1000 mm
Cota aguas arriba	CAAr	2875 msnm
Cota aguas abajo	CAAb	2874,8 msnm
Longitud de la alcantarilla transversal	L	38,90 m
Pendiente longitudinal	So	0,51 %
Calado normal	yn	0,645 m
Calado crítico	yc	0,704 m
Profundidad aguas arriba	Hw	1,404 m
Velocidad media de flujo	v	2,838 m/s

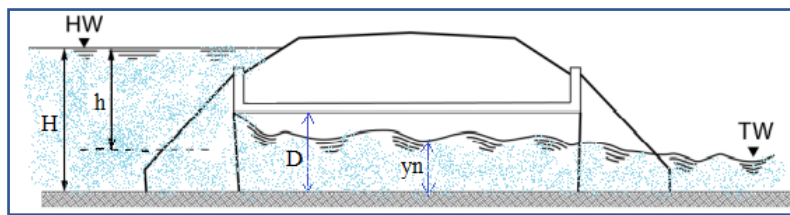
Elaborado por: La autora

El diseño de las alcantarillas transversales se realizó para un caso de flujo tipo 3, las características de este caso son que la salida no es sumergida, el control es a la entrada y la condición principal es que el calado normal debe ser menor al diámetro de la tubería de la alcantarilla ($y_n < D$), se puede observar en las tablas 58 y 59 que esta condición se cumple.

En la figura 26 se muestra un esquema del caso 3 de una alcantarilla transversal.

Figura 26.

Caso de alcantarilla tipo 3

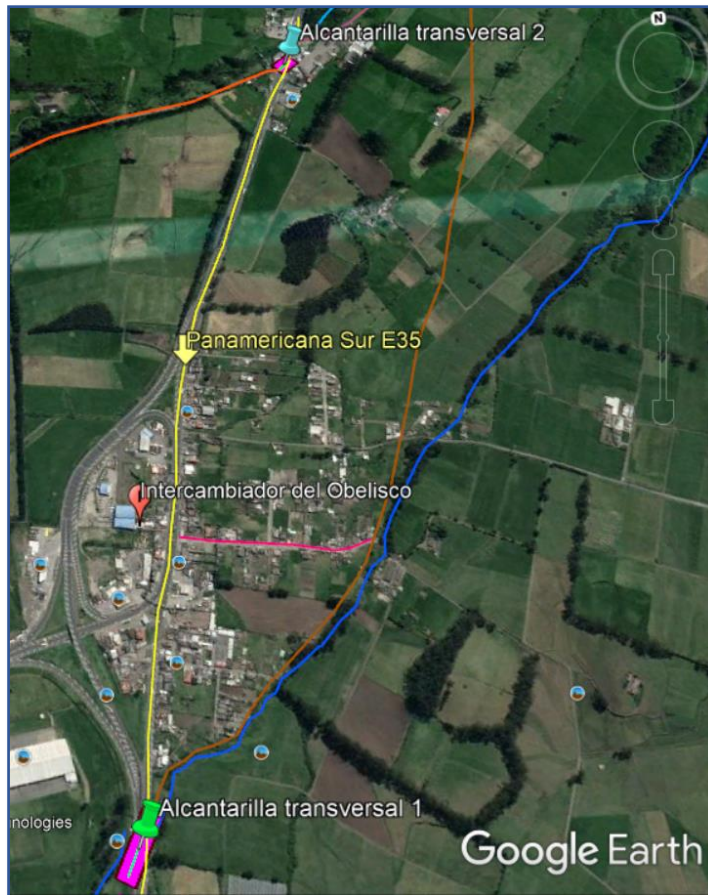


Elaborado por: La autora, con información de las diapositivas de la asignatura de drenaje vial, 2020

En la figura 27 se presenta la ubicación de las alcantarillas del presente proyecto.

Figura 27.

Ubicación de las alcantarillas transversales del proyecto



Nota. Las tachuelas verde y celeste muestran la ubicación de las alcantarillas transversales 1 y 2, respectivamente. Elaborado por: La autora, a través de Google Earth.

CAPÍTULO IV

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

4.1. Introducción

El tratamiento de aguas residuales es un paso muy importante antes de realizar descargas provenientes de sistemas de alcantarillado a cualquier cuerpo receptor y reducir su contaminación.

El proceso de descontaminación se lo lleva a cabo en una unidad de tratamiento, conocida como Planta de Tratamiento de Aguas Residuales PTAR, en la cual el agua residual pasa por procesos físicos, químicos y/o biológicos con el fin de evacuar sólidos, reducir la materia orgánica y contaminantes y restaurar la presencia de oxígeno.

Es importante conocer el origen de las aguas residuales para que reciban el tratamiento adecuado de acuerdo a las características físicas, químicas y biológicas que estas posean; el sistema de alcantarillado combinado del presente proyecto conduce caudales de origen doméstico, institucional e industrial.

4.2. Tipos de tratamiento de aguas residuales

4.2.1. *Tratamiento preliminar*

En esta etapa se remueven los sólidos de gran tamaño que pueden ocasionar problemas de funcionamiento a los equipos utilizados en los procesos y operaciones que forman parte del sistema de tratamiento, por medio de rejillas, desarenadores, desengrasadores, evitando al máximo el uso de dispositivos mecanizados como trituradores y desintegradores.

4.2.2. *Tratamiento primario*

En esta etapa se remueven sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, es decir, los sólidos que caen al fondo del tanque a causa de la fuerza de gravedad y antes

de su disposición final deben ser procesados mediante digestión anaeróbica y lechos de secado. (EX-IEOS, 1992, pág. 342)

4.2.3. *Tratamiento secundario*

En esta etapa se trata de completar el proceso, evacuando el 90 % de los contaminantes a través de un tanque de aireación que proporciona enormes cantidades de aire a una mezcla de aguas residuales, bacterias y otros micro - organismos. El oxígeno en el aire acelera el crecimiento de micro - organismos útiles que consumen la materia orgánica dañina en el agua residual. (Belzona, 2010, pág. 2)

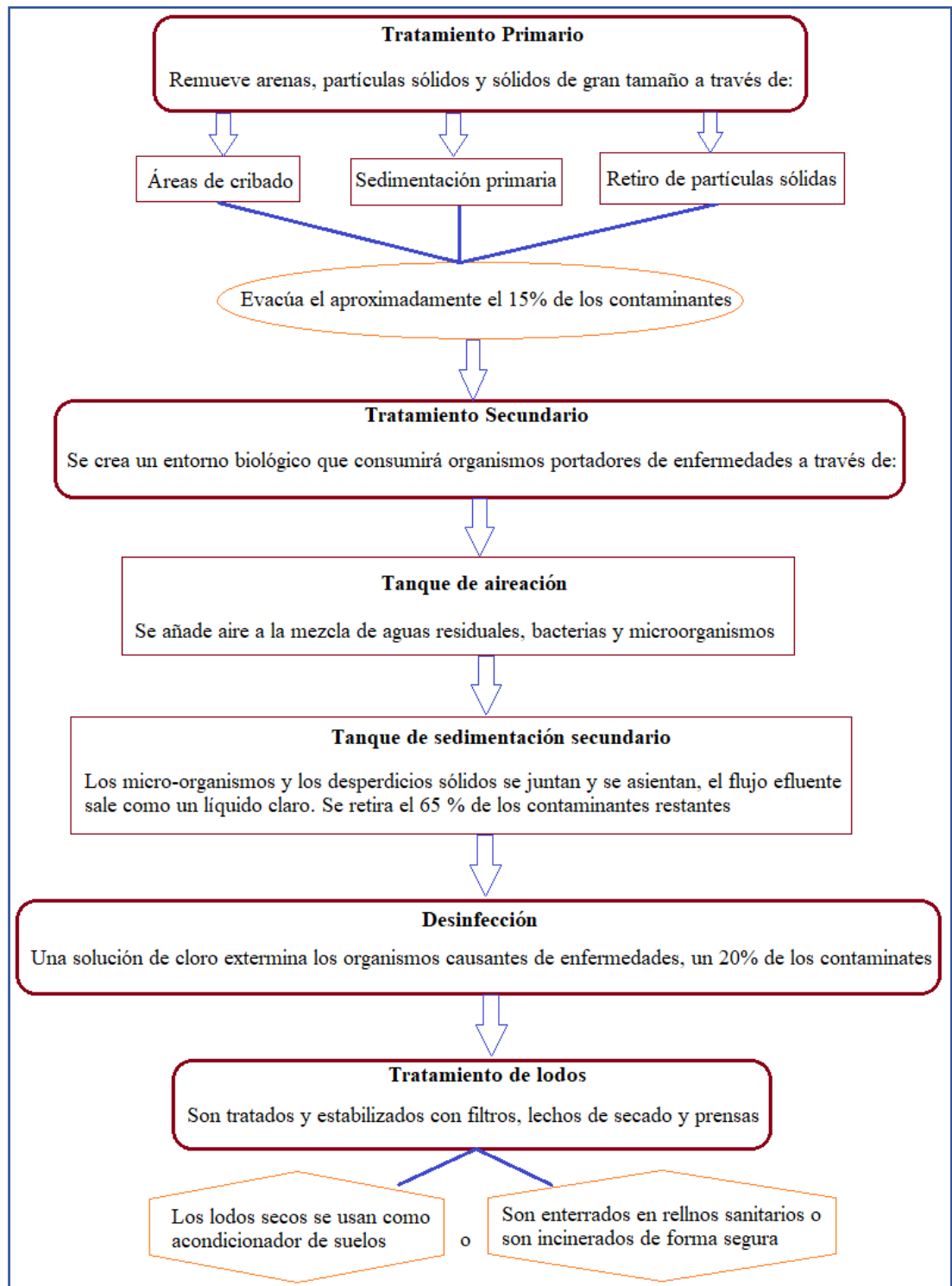
4.2.4. *Tratamiento terciario o avanzado*

Consiste en procesos físicos y químicos especiales, con los que se consigue eliminar la carga orgánica residual y aquellas otras sustancias contaminantes no eliminadas en los tratamientos primario y secundario, este tratamiento utiliza la precipitación, la filtración y/o la cloración para reducir drásticamente los niveles de nutrientes inorgánicos, especialmente los fosfatos y nitratos del efluente final. El agua residual que recibe un tratamiento terciario adecuado no permite un desarrollo microbiano considerable. (Belzona, 2010, pág. 20)

En la figura 28 se muestra los pasos principales a seguir en el proceso de tratamiento de aguas residuales, y en la figura 29 se presenta un esquema de las etapas de tratamiento de las aguas residuales.

Figura 28.

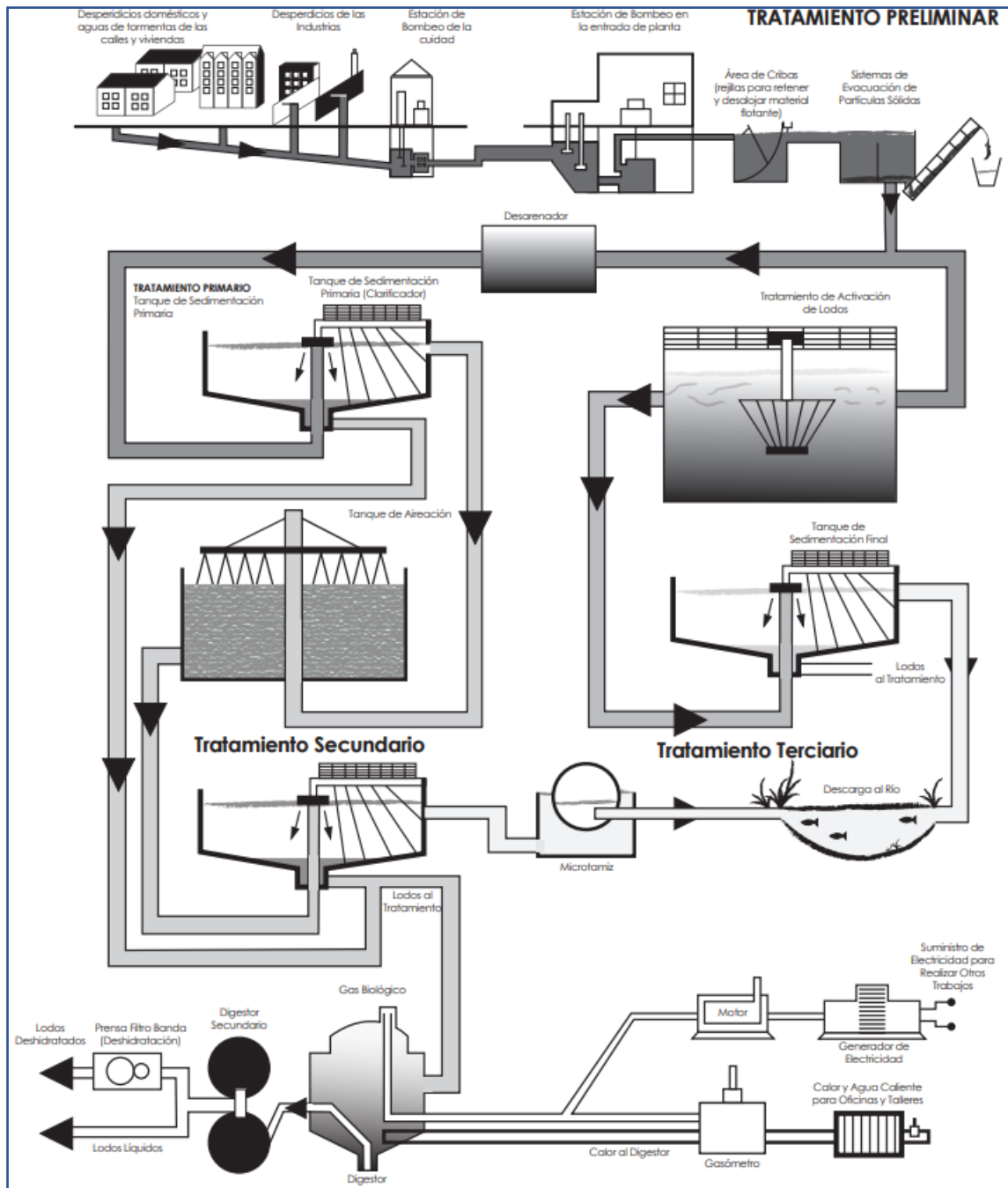
Pasos a seguir en el tratamiento de aguas residuales



Nota. Se muestra un mapa conceptual de los diferentes tipos de tratamiento que se hacen en una planta de tratamiento de aguas residuales. Elaborado por: La autora, con información de Belzona, 2010, pág. 3

Figura 29.

Esquema de las etapas de tratamiento de aguas residuales



Fuente: Belzona, 2010, pág. 4

4.3. Ubicación de la planta de tratamiento

La planta de tratamiento se ubicará en la parte oriental de la parroquia de Alóag en una zona rural, donde hay haciendas y predios destinados a la agricultura y a la ganadería.

El número de habitantes con el que se diseñará la planta de tratamiento es de 12571, que es la suma de la población proyectada a 25 años del sector norte de la parroquia de Aloasí (1 661 habitantes) y de la parroquia de Alóag (10 910 habitantes).

El cuerpo receptor para la disposición final de las aguas tratadas es la quebrada Santa Cristina por encontrarse cerca del lugar donde se implantará la planta de tratamiento; en la figura 30 se muestra la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Figura 30.

Ubicación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales PTAR



Nota. La tachuela anaranjada indica la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales PTAR. Elaborado por: La autora, a través de Google Earth

4.4. Diseño de la planta de tratamiento

4.4.1. Obras de llegada y rejillas

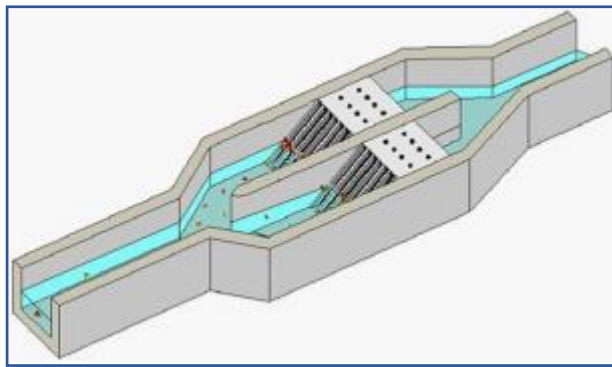
Estas obras se ubican al final del punto de llegada del interceptor y antes de empezar con los procesos del tratamiento preliminar (antes de la rejilla), “se deberá proyectar un cajón de llegada (canal de acercamiento) del interceptor con facilidades para romper la presión de llegada y uniformizar velocidades.” (EX-IEOS, 1992, pág. 336)

Se diseñarán preferiblemente rejillas de limpieza manual, las cuales se rastrillarán hacia una placa perforada donde drenarán los desechos antes de ser retirados para su eliminación, el material cribado deberá ser enterrado y cubierto con una capa de tierra de por lo menos 0,2 m.

En la figura 31 se muestra un esquema del canal de acercamiento con rejillas.

Figura 31.

Canal de acercamiento con rejillas



Fuente: Belzona, 2010, pág. 10

Para diseñar el canal de acercamiento con rejilla se debe tener en cuenta las siguientes recomendaciones establecidas por la norma urbana del EX-IEOS, 1992, pág. 336 y 337.

- El fondo del canal de las obras de llegada es generalmente de 10 a 15 cm más bajo que la solera del emisario.
- Se utilizarán barras de sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor por 30 a 75 mm. En general las cribas de rejas gruesas tienen una sección mínima de 6 x 40 mm y máxima de 13 x 60 mm. Las dimensiones a escogerse dependen de la longitud de las barras y del mecanismo de limpieza.
- El espaciamiento entre barras varía entre 25 y 50 mm. Para ciudades con un sistema inadecuado de recolección de basura se recomienda un

espaciamiento no mayor a 25 mm debido a que se arroja una gran cantidad de basura al sistema de alcantarillado.

- Las dimensiones y espaciamiento entre barras se escogerán de modo que la velocidad del canal antes de y a través de las barras sea la adecuada. La velocidad a través de las barras limpias debe mantenerse entre 0,4 m/s y 0,75 m/s.
- Determinadas las dimensiones se procederá a calcular la velocidad del canal antes de las barras, la misma que debe mantenerse entre 0,3 m/s y 0,6 m/s, siendo 0,45 m/s un valor comúnmente utilizado.
- El ángulo de inclinación de las barras será entre 44 y 60 grados con respecto a la horizontal.

En la tabla 60 se muestra el resumen de las dimensiones del canal de acercamiento y de la rejilla, en el **Anexo 3** se presenta su diseño.

Tabla 60.

Resumen de las dimensiones del canal de acercamiento con rejilla

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Diámetro de la tubería que sale del separador hacia la PTAR	D	400 mm
Ancho de las barras de la rejilla	abarras	6 mm
Espaciamiento entre barras	ebarras	25 mm
Profundidad del canal	Pcanal	0,65 m
Ancho del canal	acanal	0,65 m
Pendiente del canal	s	0,04 %
Ángulo de inclinación de la rejilla respecto a la horizontal	α	60 °
Número de barras de la rejilla	Nbarras	25 u
Longitud de las barras	Lbarras	0,75 m
Longitud total del canal de acercamiento	Ltcanal	3,8 m

Elaborado por: La autora

4.4.2. Tanque Imhoff

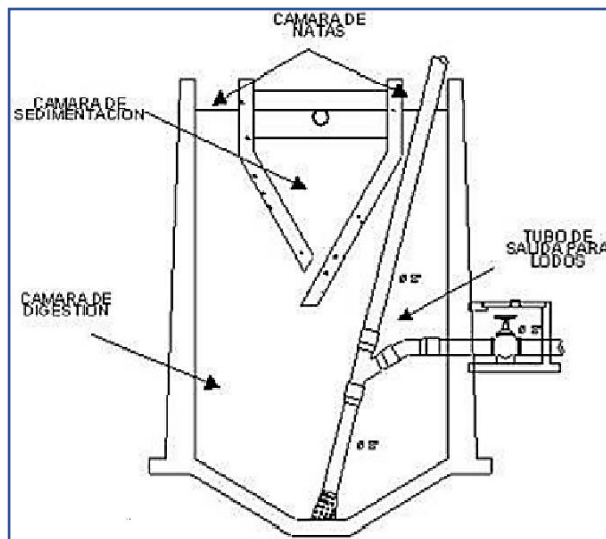
El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos, la operación de estos tanques es muy simple y no

requiere de partes mecánicas; sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arena. (OPS/CEPIS, 2005, pág. 11)

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos: cámara de sedimentación, cámara de digestión de lodos y área de ventilación y acumulación de natas, en la figura se presenta un esquema del tanque Imhoff y sus compartimentos.

Figura 32.

Compartimentos del tanque Imhoff



Nota. Se muestra un corte transversal de un tanque Imhoff. Fuente: OPS/CEPIS, 2005, pág. 14

4.4.2.1. Funcionamiento del tanque Imhoff

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas

suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación. (OPS/CEPIS, 2005, pág. 11)

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos, enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos. (OPS/CEPIS, 2005, pág. 11)

El tanque Imhoff elimina del 40 al 50 % de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35 %. Debido a esta baja remoción de la DBO y coliformes, lo que se recomendaría es enviar el efluente hacia una laguna facultativa para que haya una buena remoción de microorganismos en el efluente. (OPS/CEPIS, 2005, pág. 13)

Según la guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la OPS/CEPIS, 2005, en la página 13 indica que las ventajas y desventajas del tanque Imhoff son las siguientes:

4.4.2.2. Ventajas del tanque Imhoff

- Contribuye a la digestión de lodos, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
- No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
- El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95 % de humedad.
- Las aguas servidas que se introducen en los tanques Imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.

- El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización.
- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

4.4.2.3. Desventajas del tanque Imhoff

- Son estructuras profundas, mayores a 6 metros.
- Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío.
- El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
- En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto.

4.4.2.4. Diseño del tanque Imhoff

4.4.2.4.1. Cámara de sedimentación

El diseño de la cámara de sedimentación se lo hizo de acuerdo a los criterios de la norma urbana del Ex-IEOS, 1992 y de la guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la OPS/CEPIS, 2005; estos criterios son: Criterios Ex-IEOS, 1992, pág. 342

- Se considerará un volumen mínimo de 1 500 litros.

- Se determinará el área requerida para el proceso con una carga superficial de $1 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$
- El período de retención nominal será entre 1 a 1,5 h. Del producto de la carga superficial y el período de retención se obtendrá la profundidad.
- Alternativamente se dimensionará la cámara de decantación con una tasa de 30 litros por habitante.
- El borde libre será entre 0,3 a 0,6 m.
- En la arista central se dejará una abertura para el paso de los sólidos removidos hacia el digestor, de 0,15 a 0,2 m.

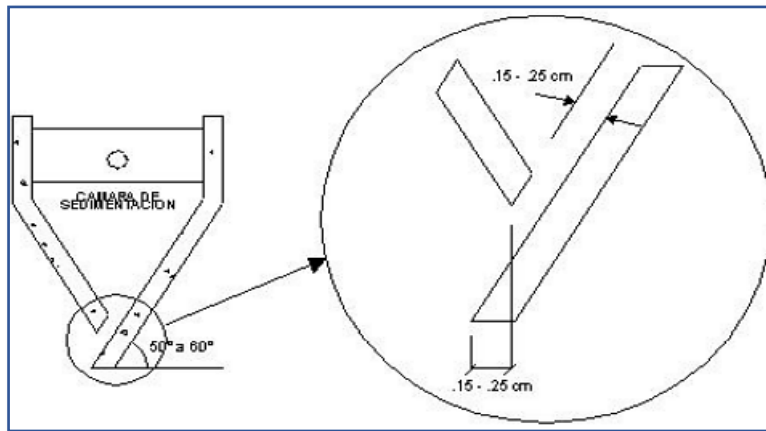
Crterios OPS/CEPIS, 2005, págs. 9 y 15

- El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60° .
- Uno de los lados deberá prolongarse, de 15 a 20 cm, de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reducirá la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento.
- La relación entre el largo y ancho deberá ser como mínimo de 2:1

En la figura 33 se muestra un esquema de la cámara de sedimentación

Figura 33.

Esquema de la cámara de sedimentación



Nota. Se muestran algunas de las dimensiones que debe tener la cámara de sedimentación que conforma el tanque Imhoff. Fuente: OPS/CEPIS, 2005, pág. 15

4.4.2.4.2. Cámara de digestión

El volumen de almacenamiento y digestión se lo determinará a partir del factor de capacidad relativa mostrado en la tabla 61, la cual se tomó de la guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la OPS/CEPIS, 2005, pág.16.

Tabla 61.

Factor de capacidad relativa

TEMPERATURA °C	FACTOR DE CAPACIDAD RELATIVA (fcr)
5	2
10	1,4
15	1
20	0,7
>25	0,5

Nota. La tabla contiene el factor de capacidad relativa que se toma de acuerdo con la temperatura del lugar donde se va a implantar la planta de tratamiento de aguas residuales PTAR. Elaborado por: La autora, con información de la guía de diseño de la OPS/CEPIS, 2005, pág. 16

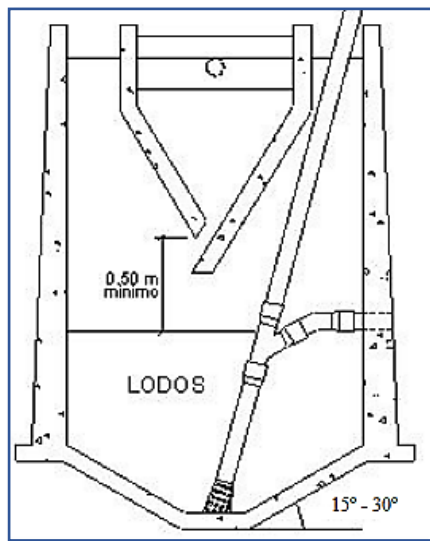
El diseño de la cámara de digestión se lo hizo de acuerdo a los criterios de la guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la OPS/CEPIS, 2005, pàg.16, estos criterios son:

- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos.
- Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.
- La altura máxima de los lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador.

En la figura 34 se muestra un esquema de la cámara de digestión.

Figura 34.

Cámara de digestión



Nota. Se muestra un corte transversal con algunas de las dimensiones de la cámara de digestión que compone el tanque Imhoff. Fuente: OPS/CEPIS, 2005, pág. 16

Tiempo requerido para la digestión de lodos

El tiempo requerido para la digestión de lodos varía con la temperatura y se lo determinará a partir de la tabla 62, la cual se tomó de la guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la OPS/CEPIS, 2005, pàg.17.

Tabla 62.

Tiempo de digestión

TEMPERATURA °C	TIEMPO DE DIGESTIÓN EN DÍAS
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30

Nota. La tabla contiene el tiempo de digestión en días, que se toma de acuerdo con la temperatura del lugar donde se va a implantar la planta de tratamiento de aguas residuales PTAR. Elaborado por: La autora, con información de la guía de diseño de la OPS/CEPIS, 2005, pág. 17

Frecuencia de retiro de lodos

Los lodos digeridos deberán retirarse periódicamente, para estimar la frecuencia de retiros de lodos se usarán los valores consignados en la tabla 62.

La frecuencia de remoción de lodos deberá calcularse en base a estos tiempos referenciales, considerando que existirá una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos; estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que se deberá esperar el doble de tiempo de digestión. (OPS/CEPIS, 2005, pág. 17)

Extracción de lodos

Se seguirán los siguientes criterios de la guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la OPS/CEPIS, 2005, pág. 17.

- El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque.
- Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1,80 m.

4.4.2.4.3. Área de ventilación y cámara de espumas

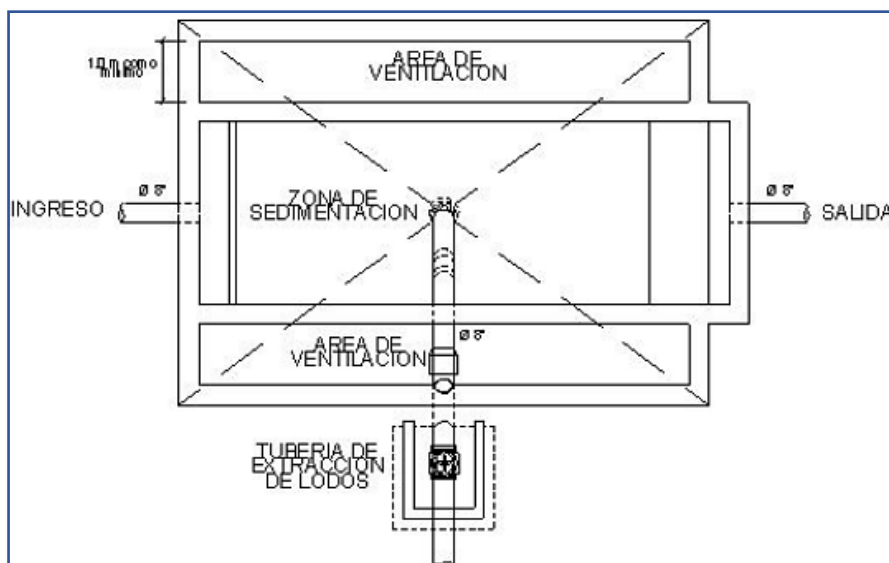
Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma) se tendrán en cuenta los siguientes criterios de la norma urbana del Ex-IEOS, 1992, pág. 343.

- Se considerará un volumen mínimo de 1 500 litros.
- El espaciamiento libre será de 0,6 m como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos 20 % y preferiblemente 30 % del área total del compartimiento de digestión.

En la figura 35 se presenta el esquema en planta del área de ventilación y la zona de sedimentación en el tanque Imhoff.

Figura 35.

Vista en planta del área de ventilación y de la zona de sedimentación en el tanque Imhoff



Fuente: OPS/CEPIS, 2005, pág. 18

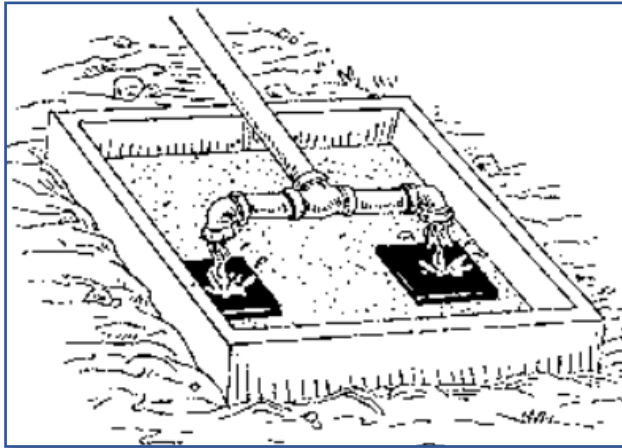
4.4.3. Lecho de secado de lodos

Los lechos de secado son tanques no tan profundos que contienen arena con drenes inferiores formados por tuberías perforadas rodeadas de grava, en los cuales se

descarga lodo digerido para secado, el proceso de secado ocurre principalmente por evaporación.

Figura 36.

Lecho de secado de lodos



Fuente: OPS/CEPIS, 2005, pág. 20

Según la norma urbana del EX-IEOS, 1992, págs. 393 y 394, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

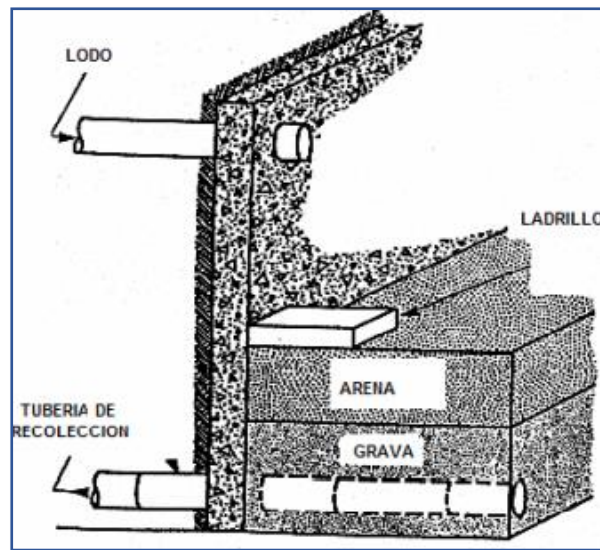
- Los tanques pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con una profundidad total de 30 a 40 cm. El ancho de los lechos es generalmente entre 3 y 6 m, pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.
- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm llena de arena. La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm y un coeficiente de uniformidad menor que 5.
- Debajo de la arena se debe colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm (1/16" y 2"), de 0,2 m de espesor.

- Los drenes deben estar constituidos por tubos de 100 mm colocados debajo de la grava, en pequeñas zanjas.
- Alternativamente se pueden diseñar lechos pavimentados con losas de hormigón o losetas prefabricadas, con una pendiente de 1,5 % hacia un canal central de drenaje. La forma de estos lechos es de 5 a 15 m de ancho, por 20 a 45 m de largo.
- Para cada lecho se debe proveer una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta y loseta en el fondo, para impedir la destrucción del lecho.

En la figura 37 se muestra una vista del lecho de secado de lodos.

Figura 37.

Vista del lecho de secado de lodos



Fuente: OPS/CEPIS, 2005, pág. 20

Para el cálculo del volumen de lodos se tomarán en cuenta los valores recomendados por la norma del EX-IEOS, 1992, pág. 346, los cuales se muestran en la tabla 63

Tabla 63.

Valores recomendados para el cálculo del volumen de lodos

TIPO DE LODO PRIMARIO	GRAVEDAD ESPECÍFICA	CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS %	
		Rango	Recomendado
Con alcantarillado sanitario	1,03	4 - 12	6
Con alcantarillado combinado	1,05	4 - 12	6,5
Con lodo activado de exceso	1,03	3 - 10	4

Nota. La tabla contiene valores de la gravedad específica y porcentaje de concentración de sólidos que se toma de acuerdo con el tipo de alcantarillado escogido en el proyecto. Elaborado por: La autora, con información de las normas técnicas del Ex-IEOS, 1992, pág.346

En la tabla 64 se muestran las dimensiones del tanque Imhoff y del lecho de secado de lodos.

Tabla 64.

Dimensiones del tanque Imhoff

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Altura total interna del tanque Imhoff	HTI	12,55 m
Cámara de sedimentación		
Borde libre	hlibre	0,6 m
Volumen del sedimentador	Vsedimentador	838,112 m ³
Ángulo del fondo del tanque	β	50°
Ancho del sedimentador	bsedimentador	11,2 m
Largo del sedimentador	Lsedimentador	22,4 m
Profundidad del sedimentador	hsedimentador	6,7 m
Cámara de decantación		
Volumen de la cámara	VCD	377,13 m ³
Ancho de la cámara	BCD	13,8 m
Altura de la cámara	hCD	1,25 m
Cámara de almacenamiento y digestor de lodos		
Ángulo de inclinación de las paredes del digestor	θ	30°
Ancho del fondo de la cámara del digestor	b fondoCA	1 m
Profundidad de la cámara	hCL	4 m
Volumen de la cámara	VCA	706,048 m ³
Área de ventilación y cámara de espumas		
Espaciamiento libre entre paredes	c	2,07 m
Volumen real de la cámara de espumas	VCE real	7370,729 m ³
Lecho de secado de lodos		
Volumen de lodos digeridos	Vld	2918,268 l/día

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Volumen de lodos a extraerse del tanque	Vel	175,096 m ³
Ancho del lecho	Bls	10 m
Longitud del lecho	Lls	44 m

Elaborado por: Nataly Jiménez

4.4.4. *Desinfección*

Antes de realizar la descarga al cuerpo receptor se desinfectarán las aguas negras en un tanque de desinfección, a través de dosificaciones de cloro establecidas en las normas de la EPMAPS en base al tipo de tratamiento que se dará a las aguas residuales del proyecto, con el fin de controlar los malos olores.

Tabla 65.

Dosificación de cloro para aguas servidas

TIPO DE TRATAMIENTO	DOSIFICACIÓN (ppm o mg/l)
Filtros goteadores	3 – 9
Planta de lodos activados	3 – 9
Planta de filtros de arena	1 – 6
Aguas negras sin tratar	6 – 24
Aguas negras sedimentadas	3 – 18
Planta de precipitación química	3 – 12

Nota. La tabla contiene valores de la dosificación de cloro que se toma de acuerdo con el tipo de tratamiento que se va a dar a las aguas residuales del proyecto. Elaborado por: La autora, con información de las normas técnicas de las normas de diseño de sistemas de alcantarillado de la EPMAPS.

De la tabla 65 se tomó una dosificación de 5 mg/l que se encuentra dentro del rango de aguas negras sedimentadas.

En la tabla 66 se muestra las dimensiones del tanque de desinfección.

Tabla 66.

Dimensiones del tanque de desinfección

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Volumen del tanque	VT	139,685 m ³
Ancho del tanque	BT	6,3 m
Longitud del tanque	LT	7,4 m
Profundidad del tanque	HT	3 m
Borde libre del tanque	hlibre T	0,15 m
Altura total interna del tanque	Htotal T	3,3 m

Elaborado por: La autora

El procedimiento del diseño hidráulico de la planta de tratamiento se presenta en el **Anexo 4**.

CAPÍTULO V

IMPACTO AMBIENTAL

5.1. Introducción

Al ser el proyecto un sistema de alcantarillado combinado, debe considerarse las alteraciones positivas o negativas provocadas en el medio ambiente en las diferentes fases de ejecución tales como: construcción, operación y mantenimiento, cierre del proyecto; para ello se realiza predicciones de impactos generados en el ambiente por la ejecución del proyecto en el sector norte de la parroquia de Aloasí y la parroquia de Alóag.

Se propone alternativas para prevenir y disminuir los efectos degradantes o deteriorantes del medio ambiente realizando una evaluación de impacto ambiental, para lo cual se utilizará la matriz de Leopold que es un método cualitativo, fue desarrollado en el año 1971 en base a la Ley de Política Ambiental de EE. UU. de 1969. El método relaciona las actividades del proyecto con los factores o componentes ambientales que pueden ser afectados.

5.2. Impactos positivos

Los impactos positivos son aquellos que ayudan al medio ambiente y a la población de la zona de ejecución del proyecto, los impactos positivos más importantes que dejará el presente proyecto son el aumento de la calidad de vida de los habitantes del sector norte de la parroquia de Aloasí y la parroquia de Alóag debido a que las redes de colectores diseñadas en ese proyecto ayudarán a que no haya más conexiones a sistemas de alcantarillado existentes por el crecimiento poblacional y así no sobrepasar el límite permisible de la capacidad hidráulica de las tuberías para evitar que colapsen, por otro lado ya no se evacuará aguas residuales directamente a pozos sépticos o quebradas, sino a la red de colectores y emisarios de carácter combinado

propuesta, que conducirá las aguas residuales a una planta de tratamiento, así se reducirán los malos olores que se produce cuando los pozos sépticos alcanzan su capacidad máxima; además otro impacto positivo y no de menor importancia es la generación de fuentes de trabajo para la población cercana al área de influencia del proyecto.

5.3. Impactos negativos

Los impactos negativos son aquellos que causan daños parciales o irreversibles al medio ambiente, en este proyecto, en la etapa de construcción se toma como impacto negativo el movimiento de tierras causado por las excavaciones necesarias para la colocación de tuberías de la red de alcantarillado combinado, esto genera contaminación visual y auditiva, afecciones respiratorias de los habitantes a causa del polvo que se levanta por la maquinaria que realiza los distintos trabajos en el proyecto, otro aspecto importante es la movilidad limitada de la población local y flotante ya que se deben cerrar vías principales o accesos a otras parroquias.

A continuación, se muestra las interacciones con el medio ambiente de las actividades en las diferentes fases del proyecto.

En la tabla 67 se presentan las actividades e impactos generados por estas para la fase de construcción.

Tabla 67.*Interacción en la fase construcción*

Actividades proyecto	Materiales, insumos y equipos	Impactos
Fase de construcción		
Obras preliminares	Tableros y puntales de madera	Contaminación visual
	Cubierta provisional de zinc	Contaminación del suelo
	Material de oficina e instalaciones de servicios básicos	Contaminación del agua
	Contenedores de residuos sólidos	
Excavación de pozos, zanjas, rompimiento y levantamiento de estructuras viales	Retroexcavadora	Contaminación auditiva
	Herramienta manual	Contaminación visual
	Martillo neumático	Alteración del suelo
	Cortadora de concreto o pavimento	Contaminación del agua
		Afectación a la calidad del aire
		Restricción de acceso y movilidad
Movimiento de tierra y desalojo	Retroexcavadora	Alteración del suelo
	Volqueta	Contaminación del agua
	Herramienta manual	Afectación a la calidad del aire
		Contaminación visual
		Restricción de acceso y movilidad
Instalación de tubería, construcción de pozos y estructuras especiales	Tubería de PVC estructurado	Alteración del suelo
	Accesorios para uniones	Restricción de acceso y movilidad
	Herramienta manual	Afectación a la integridad física de trabajadores y moradores del sector
	Concreteira	Contaminación visual
	Encofrado de madera	Contaminación auditiva
	Material pétreo, agua, cemento y hierro	Afectación a la calidad del aire
Desalojo y transporte de escombros y residuos sólidos	Escombros generados	Alteración del suelo
	Volqueta	Restricción de acceso y movilidad
	Contenedores de residuos sólidos	
Disposición final y tratamiento de aguas lluvias y residuales	Retroexcavadora	Alteración del suelo
	Volquetas	Contaminación auditiva
	Mixer	Contaminación visual
	Herramienta manual	Afectación a la calidad del aire
	Tuberías de PVC	Contaminación del agua
	Hierro	Erosión
	Combustible	Proliferación de plagas
	Vibrador	Modificación paisajística
Contenedores de residuos sólidos		

Elaborado por: La autora

En la tabla 68 se presentan las actividades e impactos generados por estas para la fase de operación y mantenimiento.

Tabla 68.

Interacción en la fase de operación y mantenimiento

Fase de proyecto	Materiales, insumos y equipos	Impactos
	Fase de operación y mantenimiento	
Limpieza y mantenimiento de las redes del sistema, pozos y estructuras especiales	Vehículo con hidro succionador	Contaminación visual
	Volqueta	Contaminación auditiva
	Mangueras	Afectación a la calidad del aire
	Compresor	Contaminación del cuerpo receptor
	Martillo neumático	Afección de la salud de los trabajadores por inhalación de gases
	Herramienta menor	
	Agua	

Elaborado por: La autora

En la tabla 69 se presentan las actividades e impactos generados por estas para la fase de cierre o abandono.

Tabla 69.

Interacción en la fase de cierre o abandono

Fase de proyecto	Materiales, insumos y equipos	Impactos
	Fase de cierre o abandono	
Reconformación de la capa de rodadura, readecuación de obras de arte menor	Vegetación	Restricción de acceso y movilidad
	Material pétreo, agua y cemento	Generación de residuos
	Encofrado de madera o metálico	Contaminación visual
	Adoquines	Contaminación auditiva
	Asfalto	
	Concreteira	
Limpieza del área intervenida y disposición final de escombros	Herramienta manual	Afectación a la calidad del aire
	Contenedores de residuos	Contaminación auditiva
	Volquetas	

Elaborado por: La autora

5.4. Matriz de Leopold

Esta matriz cualitativa describe las acciones que se producen durante las etapas de ejecución del proyecto, para el eje vertical de la matriz se describe los diferentes factores ambientales que se ven afectados por la ejecución del proyecto.

Para realizar la matriz de Leopold primero se identifican todas las acciones que tienen lugar en el proyecto propuesto, estas se ubican en la parte superior de la matriz, bajo cada una de las acciones se traza una barra diagonal en la intercepción con cada uno de los términos laterales de la matriz, en caso de posible impacto.

Una vez completa la matriz, en la esquina superior izquierda de cada cuadrado con barra, se califica del 1 al 10 la magnitud del posible impacto, 10 representa la máxima magnitud y 1 la mínima (el cero no es válido). Delante de cada calificación se pone el símbolo positivo (+) si el impacto es beneficioso, caso contrario se coloca el símbolo negativo (-); en la esquina inferior derecha de cada cuadrado se califica del 1 al 10 la importancia del posible impacto (por ejemplo, si es regional o simplemente local) 10 representa la máxima importancia y 1 la mínima (el cero no es válido).

El texto que acompaña la matriz consiste en la discusión de los impactos más significativos, es decir aquellos cuyas filas y columnas están señalados con las mayores calificaciones y aquellos cuadrillos suscritos con números superiores; finalmente se evalúan los números colocados en cada una de las casillas.

En la figura 38 se presenta la evaluación ambiental realizada mediante la matriz de Leopold, donde se observa que el porcentaje de los impactos negativos es mayor (71 %) al de los impactos positivos (29 %).

Con estos resultados queda claro que es necesario establecer medidas de mitigación mientras se desarrollan las actividades en cada fase del proyecto.

Figura 38.

Matriz de Leopold para la evaluación de impactos ambientales

		1. ACCIONES QUE PUEDEN CAUSAR EFECTOS AMBIENTALES										EVALUACIONES			
		A. FASE DE CONSTRUCCIÓN						B. FASE DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO		C. FASE DE CIERRE O ABANDONO					
		A. Obras preliminares	B. Excavación de pozos, zanjas, relleno y levantamiento de estructuras viales	C. Movimiento de tierra y desdoble	D. Instalación de tubería, construcción de pozos y estructuras especiales	E. Desdoble y transporte de escombros y residuos sólidos	F. Disposición final y tratamiento de aguas fluvias y residuales	A. Limpieza y mantenimiento de las redes del sistema, pozos y estructuras especiales	B. Reconformación de la capa de rodadura, readecuación de obras de arte menor	B. Limpieza del área interviene y disposición final de escombros	IMPACTOS POSITIVOS	IMPACTOS NEGATIVOS	Sumatoria de magnitud por impacto		
A. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS	1. TIERRA	A. Suelos	3	5-	1+	4-	0	5-	3+	4-	1+	3	5	-43	
		B. Geomorfología	0	4-	0	2-	0	3-	0	2-	0	0	4	-24	
	2. AGUA	A. Calidad	0	4-	0	2-	0	5-	4-	0	0	0	4	-28	
	3. ATMÓSFERA	A. Calidad (gases, partícula)	0	5-	1	1	1	1	4-	0	1-	0	6	-19	
	4. PROCESOS	A. Inundaciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		B. Erosión	0	0	0	1-	0	1-	1-	1-	0	0	4	-5	
		C. Estabilidad	0	1-	0	1-	0	2+	0	0	0	1	2	2	
	B. CONDICIONES BIOLÓGICAS	1. FLORA	A. Árboles	0	1-	0	1-	0	1-	0	0	0	0	3	-9
			B. Arbustos	1-	2-	0	1-	0	2-	0	0	0	0	4	-14
			C. Hievas	0	2-	0	2-	0	3-	0	0	0	0	3	-13
			D. Cosechas	0	1-	1-	1-	0	1-	0	0	0	0	4	-6
		2. FAUNA	A. Pájaros (Aves)	0	0	0	0	0	1-	0	1	0	0	1	-1
B. Animales terrestres incluso reptiles	0		1-	0	1-	1-	0	0	0	0	0	3	-3		
C. Insectos	1-		1-	0	1-	1	0	0	0	0	0	3	-3		
D. Microfauna	0		0	0	2+	3	0	1-	0	0	1	1	4		
E. Espacios en peligro	0		0	0	0	0	1-	0	2-	0	0	2	-4		
C. FACTORES CULTURALES	1. USOS DEL TERRITORIO	A. Espacios abiertos o salvajes	0	1-	0	1-	0	1-	0	0	0	0	3	-3	
		B. Pastos	0	1-	0	1-	0	0	2-	0	0	0	3	-6	
		C. Agricultura	0	0	0	0	0	1-	0	0	0	0	1	-1	
		D. Residencial	0	1-	0	3+	0	3+	0	2+	1+	4	1	20	
		E. Industrial	0	0	0	1+	0	1+	0	0	0	2	0	6	
	2. RECREATIVOS	A. Camping	0	0	0	0	0	0	0	1-	0	0	1	-2	
		B. Excursión	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		C. Zonas de recreo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	3. ESTÉTICOS Y DE INTERÉS HUMANO	A. Vistas panorámicas y paisajes	0	1-	0	0	0	1-	0	0	0	0	2	-3	
		B. Naturaleza	0	1-	0	1-	0	2-	0	0	0	0	3	-4	
		C. Espacios abiertos	0	1-	0	0	0	1-	0	0	0	0	2	-3	
		D. Paisajes	0	1-	0	1-	0	2-	0	1+	1+	2	3	-3	
	4. NIVEL CULTURAL	A. Estados de vida	0	1-	0	3+	0	2+	3	1+	1+	5	1	19	
		B. Salud y seguridad	0	1-	0	2+	0	1+	0	1+	0	3	1	5	
		C. Empleo	1+	3+	1+	3+	1+	3+	1+	2+	1+	9	0	19	
D. Densidad de población		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
5. SERVICIOS E INFRAESTRUCTURAS	A. Estructuras	0	1+	0	3+	0	2+	0	2+	0	4	0	21		
	B. Red de transportes	0	1-	1-	1-	1-	0	0	2-	0	0	5	-6		
	C. Red de servicios	0	2-	0	1-	0	2-	1-	0	0	0	4	-6		
	D. Vertederos de residuos	0	0	0	0	2-	2-	1-	1-	2-	0	5	-10		
D. RELACIONES ECOLÓGICAS	A. Invasión de malezas	0	0	1-	0	1-	2-	1+	0	1+	2	3	-2		

EVALUACIONES	IMPACTOS POSITIVOS	1	2	2	7	1	7	4	6	6	36	29%
	IMPACTOS NEGATIVOS	3	22	4	18	5	21	5	8	1	87	71%
	Sumatoria de magnitud por impacto	-5	-51	-3	1	-5	-52	-4	-10	4	-125	100%

Elaborado por: La autora

5.5. Medidas de mitigación ambiental

- Se coordinará con los representantes de las parroquias que se beneficiarán del proyecto para resguardar la maquinaria y herramientas de trabajo, y almacenar temporalmente la tubería, mientras se realicen los trabajos en cada uno de los sectores a intervenir.
- Los trabajos deben realizarse en horario matutino y vespertino para no perturbar la tranquilidad de los moradores.
- Se intentará evitar realizar los trabajos de construcción en periodos de siembra y cosecha para no afectar a la agricultura y ganadería local.
- Disponer de lugares estratégicos para la colocación de servicios higiénicos móviles y contenedores de residuos sólidos para evitar malos olores y contaminación del suelo.
- Verificar que la maquinaria tenga el combustible suficiente para terminar la jornada de trabajo, con el fin de evitar la recarga y almacenamiento de combustible en las zonas de trabajo.
- Contar con equipo de protección personal (EPP) y equipos de primeros auxilios para salvaguardar la integridad de los trabajadores y moradores que colaboren con los trabajos a realizarse.
- Contar con materiales y herramientas de emergencia para controlar posibles derrames de combustible y/o lubricantes.
- En periodos secos, mientras duren las excavaciones se dispondrá de un camión cisterna con el fin de evitar el levantamiento de polvo producido por los vientos generados en estos periodos.

- Cuando se realice el desalojo de escombros se colocarán en las volquetas, lonas para cubrir el material que será transportado a las escombreras autorizadas.
- Para el mantenimiento de las unidades de la planta de tratamiento, los trabajadores deberán contar con EPP, posteriormente se deben lavar y desinfectar los equipos y materiales utilizados.
- Al abrir las tapas de registro se debe esperar de 20 a 30 minutos para la evacuación de gases cuando se realice la limpieza e inspección, y no se deberá encender fósforos ni cigarrillos.
- Evitar el bloqueo parcial o total de accesos vehiculares y peatonales, en caso de no ser posible colocar señalizaciones de advertencia.
- Reponer la capa vegetal en lugares donde sea necesario.
- Conocer la existencia de servicios básicos en los sectores intervenidos para que, en el caso de interrupción del servicio, reportar a quien corresponda el cierre de las válvulas en caso de agua potable y su pronta restitución.
- En los lugares donde las excavaciones sean profundas (> 3 m) se entibarán las paredes de las secciones.
- Instalar pasos peatonales temporales de madera, con el fin de evitar accidentes a los trabajadores y moradores.
- Interrumpir los trabajos en caso de lluvias intensas para evitar accidentes.
- En caso de la suspensión de servicios se debe informar a los moradores de las zonas de intervención, para que tomen las precauciones respectivas.
- Mantener informados a los habitantes del área de influencia del proyecto, sobre los procesos a realizarse.

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO REFERENCIAL

6.1. Introducción

Un presupuesto referencial es la estimación detallada de los costos necesarios para ejecutar cada una de las actividades que tiene un proyecto.

El presupuesto referencial se lo realizará a través de la cuantificación de los volúmenes de obra generados en el diseño del proyecto, con los precios unitarios actualizados por la EPAA-Mejía, EP y los precios establecidos por la cámara de la construcción.

En la tabla 70, se presenta el presupuesto referencial del proyecto, mismo que asciende a **USD \$2.151.661,39** DOS MILLONES CIENTO CINCUENTA Y UN MIL SEISCIENTOS SESENTA Y UNO CON 39/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA) incluido IVA.

Tabla 70.*Presupuesto referencial del proyecto*

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
A.- RUBROS COMUNES					
A1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN				
A1.1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ZANJA	m	17856,80	1,79	31963,672
A2	EXCAVACIONES				
A2.2	EXCAVACIÓN DE ZANJA A MÁQUINA H = 0,00 - 2,75 m	m ³	34395,60	2,56	88052,736
A2.3	EXCAVACIÓN DE ZANJA A MÁQUINA H = 2,76 - 3,99 m	m ³	3985,40	2,90	11557,660
A2.4	EXCAVACIÓN DE ZANJA A MÁQUINA H = 4 - 6 m	m ³	5674,95	3,77	21394,562
A2.5	EXCAVACIÓN DE ZANJA A MÁQUINA H > 6 m	m ³	12124,35	5,13	62197,916
A3	RASANTEO				
A3.1	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m ²	24608,30	1,86	45771,438
A4	RELLENOS				
A4.1	RELLENO COMPACTADO-CAMA DE ARENA	m ³	2460,85	3,48	8563,758
A4.2	RELLENO COMPACTADO-MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m ³	36356,55	4,33	157423,875
A4.3	ACOSTILLADO	m ³	17089,90	13,34	227979,266
A5	ACARREO Y TRANSPORTE DE MATERIAL				
A5.1	ACARREO MECÁNICO HASTA 1 km (CAR-TRANS-VOLTEO)	m ³	19823,75	1,99	39449,256
A6	PROTECCIÓN Y ENTIBADO				
A6.1	ENTIBADO APUNTALAMIENTO DE ZANJA C/ 2 ml	m ²	2750,15	16,26	44717,439
B.- ALCANTARILLADO					
B1	SUMINISTRO INSTALACIÓN TUBERÍA PVC/PEAD				
B1.1	TUB. PVC/PEAD DE 315 mm (MAT, TRANS, INST)	m	178,80	47,91	8566,487
B1.2	TUB. PVC/PEAD DE 400 mm (MAT, TRANS, INST)	m	233,80	69,79	16316,902
B1.3	TUB. PVC/PEAD DE 500 mm (MAT, TRANS, INST)	m	294,70	99,42	29299,074
B1.4	TUB. PVC/PEAD DE 650 mm (MAT, TRANS, INST)	m	616,35	140,95	86874,533

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
B1.5	TUB. PVC/PEAD DE 710 mm (MAT, TRANS, INST)	m	204,20	154,67	31583,614
B1.6	TUB. PVC/PEAD DE 800 mm (MAT, TRANS, INST)	m	198,45	194,81	38660,045
B1.7	TUB. PVC/PEAD DE 900 mm (MAT, TRANS, INST)	m	272,10	246,67	67118,907
B1.8	TUB. PVC/PEAD DE 1000 mm (MAT, TRANS, INST)	m	275,10	327,85	90191,535
B1.9	TUB. PVC/PEAD DE 1090 mm (MAT, TRANS, INST)	m	353,30	376,73	133098,709
B1.10	TUB. PVC/PEAD DE 1200 mm (MAT, TRANS, INST)	m	334,95	436,24	146118,588
B2	POZOS DE REVISIÓN				
B2.1	POZO REVISIÓN H.S. H = 1,26 - 1,75 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	89	594,16	52880,468
B2.2	POZO REVISIÓN H.S. H = 1,76 - 2,25 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	55	664,31	36537,050
B2.3	POZO REVISIÓN H.S. H = 2,26 - 2,75 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	1	761,56	761,560
B2.4	POZO REVISIÓN H.S. H = 2,76 - 3,25 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	4	875,13	3500,520
B2.5	POZO REVISIÓN H.S. H = 3,26 - 3,75 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	2	939,24	1878,480
B2.6	POZO REVISIÓN H.S. H = 3,76 - 4,25 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	3	1008,81	3026,430
B2.7	POZO REVISIÓN H.S. H = 4,26 - 4,75 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	4	1077,09	4308,360
B2.8	POZO REVISIÓN H.S. H = 5,76 - 6,25 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	11	1273,49	14008,390
B3	POZO DE REVISIÓN ESPECIAL (POZOS DE SALTO)				
B3.1	POZO REVISIÓN ESPECIALES H.A H=1,0-2,0 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	10	1102,14	11021,400
B3.2	POZO REVISIÓN ESPECIALES H.A H=2,0-3,0 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	5	1274,99	6374,950
B3.3	POZO REVISIÓN ESPECIALES H.A H=3,0-4,0 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	4	1357,44	5429,760
B3.4	POZO REVISIÓN ESPECIALES H.A H=4,0-5,0 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	4	1439,89	5759,560
B3.5	POZO REVISIÓN ESPECIALES H.A H=5,0-6,0 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	1	1513,52	1513,520
B3.6	POZO REVISIÓN ESPECIALES H.A H=6,0-7,0 (TAP, CER, PELDAÑOS)	u	3	1625,67	4877,010
B4	SUMIDEROS DE HIERRO FUNDIDO				

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
B4.1	SUMIDERO CALZADA CON CERCO/REJILLA HF (PROVISIÓN Y MONTAJE)	u	102	241,47	24629,940
B5	CONSTRUCCIÓN DE POZO DE REVISIÓN ESPECIAL (POZO DE DISIPACIÓN CON PANTALLA)				
B5.1	EXCAVACIÓN DE ZANJA A MÁQUINA H = 0 - 2,75 m	m ³	105,60	2,56	270,336
B5.2	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f'c =140 kg/cm ²	m ³	1,70	116,29	197,693
B5.3	MEJORAMIENTO	m ³	16,90	13,34	225,446
B5.4	HORMIGÓN SIMPLE f'c = 210 kg/cm ²	m ³	23,70	128,66	3049,242
B5.5	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm ² (INC. FIGURADO)	kg	2.202,85	1,63	3590,646
B5.6	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m ²	87,70	14,57	1277,789
B5.7	TAPA CON CERCO HF D = 600 mm (MAT, TRANS, INST)	u	5	203,44	1017,200
B5.8	ENROCADO	m ³	2,50	41,10	102,750
B6	CONSTRUCCIÓN DE POZO DE REVISIÓN ESPECIAL (SEPARADOR DE CAUDALES)				
B6.1	DESBROCE Y LIMPIEZA	m ²	25,00	1,08	27,000
B6.2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	m ²	21,90	1,99	43,581
B6.3	EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN TIERRA	m ³	75,20	2,15	161,680
B6.4	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f'c=140 kg/cm ²	m ³	1,10	116,29	127,919
B6.5	MEJORAMIENTO	m ³	10,95	13,34	146,073
B6.6	HORMIGÓN SIMPLE f'c=210 kg/cm ²	m ³	16,85	128,66	2167,921
B6.7	ACERO DE REFUERZO fy= 4200 kg/cm ² (INC. FIGURADO)	kg	2.115,75	1,63	3.448,673
B6.8	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m ²	87,45	14,57	1274,147
B6.9	TAPA CON CERCO HF D = 600 mm (MAT, TRANS, INST)	u	2	203,44	406,880
B6.10	PELDAÑO 18MM TRIPLE GALVANIZADO	u	26	16,5	429,000
B6.11	JUNTAS IMPERMEABLES DE PVC 18 cm	m	24,70	17,27	426,569
B6.12	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m ²	71,80	12,8	919,040
	C.- CAPA DE RODADURA				
C1	LEVANTAMIENTO DE CAPA DE RODADURA				

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
C1.1	ROTURA DE CARPETA ASFÁLTICA	m ³	31,2	7,94	247,728
C1.2	LEVANTAMIENTO DE ADOQUINADO	m ²	6499,75	0,94	6109,765
C2	RECONFORMACIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE CAPA DE RODADURA				
C2.1	READOQUINADO SIN RESTITUCIÓN DE MATERIAL cama de arena e=5 cm, emporado 1:10 cemento: arena	m ²	6499,75	4,45	28923,888
C2.2	RESTITUCIÓN DE CARPETA ASFÁLTICA 7,5 cm	m ²	78	11,17	871,260
J.- SEGURIDAD, SEÑALIZACIÓN Y MITIGACIÓN AMBIENTAL					
J1	LETRERO DE OBRA	u	1	53,11	53,110
J2	ALQUILER MENSUAL DE BAÑO PORTÁTIL (1,20X1,20X2,35) m	u	5	140,02	700,100
J3	CONTROL DE POLVO	m ³	95	2,33	221,350
J4	CINTA DE SEÑALIZACIÓN (PELIGRO) 250 m	u	45	15	675,000
J5	SEÑAL PROVISIONAL DE OBRA	u	15	8,63	129,450
J6	CONO REFLECTANTE	u	20	1,66	33,200
J7	BARRERA DE SEGURIDAD	u	10	10,4	104,000
J8	PASO PEATONAL PROVISIONAL a = 0,5 m	u	35	9,48	331,800
J9	LIMPIEZA DE POZOS Y SUMIDEROS	u	369	11,23	4143,870
SUBTOTAL ALCANTARILLADO COMBINADO, EMISARIOS PRINCIPALES Y TRABAJOS VARIOS					\$1.624.542,75
D.- CANAL DE ACERCAMIENTO Y REJILLA					
D1	DESBROCE Y LIMPIEZA	m ²	5,90	1,08	6,372
D2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	m ²	5,90	1,99	11,741
D3	EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN TIERRA	m ³	40,60	2,15	87,290
D4	ENTIBADO APUNTALAMIENTO DE ZANJA	m ²	7,80	16,26	126,828
D5	DESALOJO DE MATERIAL HASTA 10 km CARGADO MECÁNICO	m ³	172,00	9,17	1577,240
D6	MEJORAMIENTO	m ³	4,00	13,34	53,360
D7	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f'c=140 kg/cm ²	m ³	0,40	116,29	46,516
D8	ACERO DE REFUERZO fy= 4200 kg/cm ² (INC. FIGURADO)	kg	1225,70	1,63	1997,891
D9	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m ²	30,40	14,57	442,928

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
D10	HORMIGÓN SIMPLE $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	7,70	128,66	990,682
D11	JUNTAS IMPERMEABLES DE PVC 18 cm	m	14,86	17,27	256,632
D12	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m^2	3,40	12,80	43,520
D13	REJILLA PISO PLETINA 25x4 mm e =25 mm (ANCHO 30 cm)	u	1,00	379,75	379,750
D14	TAPA CON CERCO HF D = 600 mm (MAT, TRANS, INST)	u	1,00	203,44	203,440
E.- TANQUE IMHOFF					
E1	DESBROCE Y LIMPIEZA	m^2	412,70	1,08	445,716
E2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	m^2	412,70	1,99	821,273
E3	EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN TIERRA	m^3	2476,10	2,15	5323,615
E4	ENTIBADO APUNTALAMIENTO DE ZANJA	m^2	967,50	16,26	15731,550
E5	DESALOJO DE MATERIAL HASTA 10 km CARGADO MECÁNICO	m^3	1489,90	9,17	13662,383
E6	MEJORAMIENTO	m^3	206,35	13,34	2752,709
E7	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$	m^3	20,65	116,29	2401,389
E8	ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (INC. FIGURADO)	kg	30821,60	1,63	50239,208
E9	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m^2	1252,55	14,57	18249,654
E10	HORMIGÓN SIMPLE $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	392,95	128,66	50556,947
E11	JUNTAS IMPERMEABLES DE PVC 18 cm	m	100,35	17,27	1733,045
E12	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m^2	185,30	12,80	2371,840
F.- LECHO DE SECADO DE LODOS					
F1	EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN TIERRA	m^3	2640,00	2,15	5676,000
F2	DESALOJO DE MATERIAL HASTA 10 km CARGADO MECÁNICO	m^3	1588,55	9,17	14567,004
F3	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$	m^3	22,20	116,29	2581,638
F4	ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (INC. FIGURADO)	kg	5322,00	1,63	8674,860
F5	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m^2	60,50	14,57	881,485
F6	HORMIGÓN SIMPLE $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m^3	8,10	128,66	1042,146
F7	MAMPOSTERÍA LADRILLO MAMBRÓN COMÚN	m^2	150,20	12,59	1891,018
F8	ARENA EN ZANJA DE INFILTRACIÓN	m^2	261,85	21,54	5640,249

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
F9	GRAVA EN ZANJA DE INFILTRACIÓN	m ²	261,85	21,54	5640,249
F10	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m ²	149,30	12,80	1911,040
G.- TANQUE DE DESINFECCIÓN					
G1	EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN TIERRA	m ³	1350,05	2,15	2902,608
G2	DESALOJO DE MATERIAL HASTA 10 km CARGADO MECÁNICO	m ³	812,40	9,17	7449,708
G3	HORMIGÓN SIMPLE REPLANTILLO f'c = 140 kg/cm ²	m ³	19,30	116,29	2244,397
G4	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm ² (INC. FIGURADO)	kg	3241,20	1,63	5283,156
G5	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m ²	182,00	14,57	2651,740
G6	HORMIGÓN SIMPLE f'c = 210 kg/cm ²	m ³	36,40	128,66	4683,224
G7	MAMPOSTERÍA LADRILLO MAMBRÓN COMÚN	m ²	172,10	12,59	2166,739
G8	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m ²	249,15	12,80	3189,120
G9	PELDAÑO 18MM TRIPLELEGALVANIZADO	u	16	16,5	264,000
G10	TANQUE HIPOCLORADOR DE 500 LTS. INCLUYE ACCESORIOS	u	1	125,38	125,380
H.- CERRAMIENTO					
H1	CERRAMIENTO MALLA	ml	134	17,58	2355,720
H2	PUERTA DE MALLA DE 3,00 m DE ANCHO Y 2,50 m DE ALTO	u	1	469,55	469,550
H3	ACERO REFUERZO fy = 4200 kg/cm ² (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	93,80	1,63	152,894
H4	HORMIGON SIMPLE f'c = 210 kg/cm ²	m ³	20,1	128,66	2586,066
H5	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m ²	125,10	14,57	1822,707
I.- CONSTRUCCION DE POZO DE DESCARGA					
I1	DESBROCE Y LIMPIEZA	m ²	13,30	1,08	14,364
I2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	m ²	13,30	1,99	26,467
I3	EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A MÁQUINA EN TIERRA	m ³	93,00	2,15	199,950
I4	HORMIGON SIMPLE REPLANTILLO f'c = 140 kg/cm ²	m ³	0,55	116,29	63,960
I5	MEJORAMIENTO	m ³	5,25	13,34	70,035
I6	HORMIGÓN SIMPLE f'c = 210 kg/cm ²	m ³	6,95	128,66	894,187

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	V. UNITARIO	V. TOTAL
I7	ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (INC. FIGURADO)	kg	673,15	1,63	1097,235
I8	ENCOFRADO/DESENCOFRADO MADERA DE MONTE	m ²	86,15	14,57	1255,206
I9	TUB. PVC/PEAD DE 400 mm (MAT, TRANS, INST)	m	61,45	69,79	4288,596
I10	TUB. PVC/PEAD DE 1200 mm (MAT, TRANS, INST)	m	69,75	436,24	30427,740
I11	JUNTAS IMPERMEABLES DE PVC 18 cm	m	24,75	17,27	427,4325
I12	ENROCADO	m ³	11,00	41,10	452,100
SUBTOTAL PLANTA DE TRATAMIENTO, CERRAMIENTO Y ESTRUCTURA DE DESCARGA					\$296.583,49
TOTAL					\$1.921.126,24
IVA (12%)					\$230.535,15
TOTAL, INCLUIDO IVA					\$2.151.661,39

Elaborado por: La autora

Son **USD \$2.151.661,39** DOS MILLONES CIENTO CINCUENTA Y UN MIL SEISCIENTOS SESENTA Y UNO CON 39/100 DÓLARES DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA) incluido IVA.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS ECONÓMICO FINANCIERO

7.1. Introducción

La importancia de realizar una evaluación financiera es determinar si un proyecto es factible o no, económicamente, además de calcular las ganancias que dejará el proyecto y asegurar las finanzas estables durante el mismo.

Por medio de este análisis se determina la liquidez y la rentabilidad del proyecto, la liquidez está asegurada por el análisis de flujo de fondos, mientras que la rentabilidad se evalúa mediante indicadores de bondad financiera o indicadores económicos y sociales.

El flujo de fondos representa una lista de las entradas y salidas de fondos del proyecto, pudiendo dividirse en periodos de tiempo como meses, trimestres o años.

Para determinar la viabilidad financiera del proyecto se requiere la proyección del flujo de fondos del proyecto durante su vida útil y determinar ciertos indicadores para medir la bondad económica del proyecto.

7.2. Indicadores de bondad económica

A través de los indicadores VAN y el TIR, se determinará la viabilidad económica del presente proyecto.

7.2.1. Valor Actual Neto VAN

El VAN es el valor medido de todos los ingresos y egresos que tendrá un proyecto, depende de la tasa de descuento y de la magnitud de los flujos, se lo determina a través de la ecuación 43.

$$VAN = \frac{f_1}{(1+i)^1} + \frac{f_2}{(1+i)^2} + \frac{f_3}{(1+i)^3} + \dots + \frac{f_n}{(1+i)^n} - I_0 \quad (\text{Ec. 43})$$

Donde:

VAN: Valor Actual Neto

f: Flujos de caja en cada periodo

i: Tasa de descuento

n: Número de periodos de tiempo

Io: Inversión inicial

Cuando $VAN > 0$ el proyecto es viable, puesto que la tasa de rentabilidad es superior a la tasa de descuento exigida, lo cual indica que habrá ganancias.

Cuando $VAN = 0$ el proyecto es indiferente, no habrá ganancias ni pérdidas.

Cuando $VAN < 0$ el proyecto no es viable, se desecha por no alcanzar la rentabilidad mínima exigida, esto indica que habrá pérdidas.

7.2.2. Tasa Interna de Retorno TIR

Es la tasa de interés con la cual el VAN es igual a cero, es el interés generado por el dinero que permanece invertido durante el proyecto.

Cuando $TIR > 0$ la tasa de rendimiento interno que se obtiene es superior a la tasa mínima de rentabilidad exigida en la inversión, por lo tanto, se acepta el proyecto.

Cuando $TIR < 0$ no se alcanza la rentabilidad mínima que requiere la inversión, por lo tanto, se rechaza el proyecto.

7.3. Inversión del proyecto

Se tiene como inversión inicial \$2.151.661,39 que es el valor del presupuesto del proyecto incluido IVA, aparte de este valor se consideran los costos de operación y mantenimiento del sistema durante su vida útil.

En la tabla 71 se presenta los costos detallados de operación y mantenimiento anual del sistema, teniendo un valor de \$36.475,78.

Tabla 71.*Costos de operación y mantenimiento*

MANO DE OBRA				
Descripción	Cantidad	Jornal	Salario mensual	Salario anual
Ingeniero civil (jefe de operaciones)	0,5	32,60	652,00	3912,00
Técnico en obras civiles	0,1	30,90	618,00	741,60
Residente de obra	0,2	32,60	652,00	1564,80
Maestro mayor	1	30,90	618,00	7416,00
Obreros	3	28,94	578,8	20836,8
Subtotal 1				34471,20
MATERIALES				
Descripción	Cantidad	P. Unitario	P. Total	
Herramienta menor (5% Mano de obra)			1723,56	
Cuerdas	0,5	69,00	34,5	
Linternas	0,1	9,35	0,935	
Escaleras de aluminio tipo telescópica	0,25	94,99	23,748	
Subtotal 2			1782,743	
EQUIPO DE PROTECCIÓN PERSONAL				
Descripción	Cantidad	P. Unitario	P. Total	
Cascos	7	4,90	34,30	
Guantes largos	6	12,00	72,00	
Botas de hule	3	13,50	40,50	
Ponchos de agua	3	3,18	9,54	
Mascarillas	14	2,50	35,00	
Chalecos reflectivos	7	3,50	24,50	
Gafas	3	2,00	6,00	
Subtotal 3			221,84	
TOTAL			\$36.475,78	

Elaborado por: La autora

Una vez determinado el costo anual de operación y mantenimiento del sistema se realiza la proyección para 25 años, que es el periodo de tiempo para el cual se diseña el sistema de alcantarillado combinado con planta de tratamiento, para lo cual se considera un incremento del 1% anual conforme al índice de precios de la cámara de la construcción (IPCO) y una depreciación de \$1.459,031, este último resulta de dividir el costo total anual de operación y mantenimiento entre el número de años de proyección.

$$\text{Depreciación} = \frac{\text{Valor O\&M}}{\text{Periodo de diseño}} \quad (\text{Ec. 43})$$

$$\text{Depreciación} = \frac{36475,78}{25}$$

$$\text{Depreciación} = \$1.459,03$$

La proyección de los costos de operación y mantenimiento del proyecto se presenta en la tabla 72.

Tabla 72.

Costos de operación y mantenimiento durante la vida útil del proyecto

AÑO	Costo O&M	TOTAL ANUAL
2020	0,00	0,00
2021	36475,78	37934,81
2022	36840,54	38299,57
2023	37208,95	38667,98
2024	37581,04	39040,07
2025	37956,85	39415,88
2026	38336,41	39795,45
2027	38719,78	40178,81
2028	39106,98	40566,01
2029	39498,05	40957,08
2030	39893,03	41352,06
2031	40291,96	41750,99
2032	40694,88	42153,91
2033	41101,82	42560,86
2034	41512,84	42971,87
2035	41927,97	43387,00
2036	42347,25	43806,28
2037	42770,72	44229,75
2038	43198,43	44657,46
2039	43630,42	45089,45
2040	44066,72	45525,75
2041	44507,39	45966,42
2042	44952,46	46411,49
2043	45401,98	46861,02
2044	45856,00	47315,04
2045	46314,56	47773,60

Elaborado por: La autora

7.4. Ingresos del proyecto

Se considera la tarifa del servicio de agua potable que la EPAA Mejía recauda a sus usuarios, el cual es de \$0,34 m³/hab y el costo por servicio de alcantarillado que es el 30 % del valor de agua potable.

En la tabla 73, se presentan los ingresos que tendrá el proyecto a lo largo de su vida útil a través del cobro que realiza la EPAA Mejía por brindar los servicios de agua potable y alcantarillado.

Tabla 73.

Ingresos del proyecto por cobro de servicios

AÑO	POBLACIÓN	CONSUMO	AGUA	ALCANTARILLADO	TOTAL
	habitantes	AP	POTABLE		INGRESOS
		m3/año	\$	\$	\$
2020	10323	0,0	0,0	0,0	0,0
2021	10394	720805,3	245073,8	73522,1	318595,9
2022	10466	725817,0	246777,8	74033,3	320811,1
2023	10540	730914,4	248510,9	74553,3	323064,2
2024	10614	736100,1	250274,0	75082,2	325356,3
2025	10690	741377,2	252068,3	75620,5	327688,7
2026	10768	746748,7	253894,6	76168,4	330062,9
2027	10847	752217,8	255754,0	76726,2	332480,3
2028	10927	757787,7	257647,8	77294,3	334942,1
2029	11009	763461,8	259577,0	77873,1	337450,1
2030	11092	769243,7	261542,9	78462,9	340005,7
2031	11177	775137,1	263546,6	79064,0	342610,6
2032	11264	781145,8	265589,6	79676,9	345266,4
2033	11352	787273,7	267673,1	80301,9	347975,0
2034	11442	793525,0	269798,5	80939,6	350738,1
2035	11534	799903,9	271967,3	81590,2	353557,5
2036	11628	806414,9	274181,1	82254,3	356435,4
2037	11724	813062,6	276441,3	82932,4	359373,7
2038	11822	819851,7	278749,6	83624,9	362374,5
2039	11922	826787,3	281107,7	84332,3	365440,0
2040	12024	833874,6	283517,4	85055,2	368572,6
2041	12129	841118,8	285980,4	85794,1	371774,5
2042	12235	848525,5	288498,7	86549,6	375048,3
2043	12345	856100,6	291074,2	87322,3	378396,5
2044	12456	863850,0	293709,0	88112,7	381821,7
2045	12571	871780,1	296405,2	88921,6	385326,8

Elaborado por: La autora

En la tabla 74 se presenta la información de los ingresos y egresos del proyecto durante su vida útil.

Tabla 74.

Flujo de caja

AÑO	Inversión inicial	Egresos (O&M)	Ingresos (servicios AP y ALC)	Flujo de caja neto
2020	\$2.151.661,39			-2151661,39
2021		37934,81	318595,95	280661,13
2022		38299,57	320811,13	282511,56
2023		38667,98	323064,15	284396,18
2024		39040,07	325356,25	286316,19
2025		39415,88	327688,73	288272,85
2026		39795,45	330062,93	290267,49
2027		40178,81	332480,25	292301,44
2028		40566,01	334942,15	294376,14
2029		40957,08	337450,12	296493,04
2030		41352,06	340005,73	298653,67
2031		41750,99	342610,61	300859,62
2032		42153,91	345266,45	303112,54
2033		42560,86	347974,99	305414,13
2034		42971,87	350738,05	307766,18
2035		43387,00	353557,53	310170,53
2036		43806,28	356435,39	312629,11
2037		44229,75	359373,67	315143,91
2038		44657,46	362374,47	317717,01
2039		45089,45	365440,01	320350,56
2040		45525,75	368572,56	323046,81
2041		45966,42	371774,49	325808,07
2042		46411,49	375048,27	328636,78
2043		46861,02	378396,46	331535,44
2044		47315,04	381821,71	334506,67
2045		47773,60	385326,78	337553,19
			VAN (12%)	159852,39
			TIR	13%

Elaborado por: La autora

Para un periodo de diseño de 25 años (vida útil del proyecto), se determinó el valor actual neto (VAN) con una tasa de descuento del 12 %, dando como resultado una cifra mayor a cero como se muestra en la tabla 74, lo que indica que el proyecto es viable económicamente.

CONCLUSIONES

Se diseñó un sistema de alcantarillado combinado para el sector Norte de la parroquia de Aloasí, parroquia de Alóag y barrio El Obelisco, que consta de cuatro colectores y cuatro emisarios principales con longitudes de 8,62 y 8,93 km respectivamente, que abarca un área de 134,5 ha con diámetros de tubería de PVC estructurada de 315 a 1 200 mm. El sistema de alcantarillado combinado cuenta con 215 pozos de registro, entre ellos pozos de caída y pozos de disipación; además, se diseñaron sumideros en solera de cuneta con depresión, dos separadores de caudales con estructuras de descarga de impacto, dos alcantarillas transversales y una planta de tratamiento de aguas residuales.

De acuerdo a la información proporcionada por la Empresa Pública de Agua Potable y Alcantarillado del cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP) se realizó el trazado de las redes que componen el sistema de alcantarillado combinado, así como las áreas de aportación para cada tramo de la red, las cuales se trazaron de acuerdo al criterio de línea de cumbre, por tratarse de colectores y emisarios principales.

Se identificaron áreas domésticas, industriales (Ecofroz S.A. y planta procesadora de leche El Ordeño) e institucionales (Fuerte Militar Atahualpa), teniendo mayor aportación de las áreas domésticas.

El diseño de los colectores y emisarios principales se realizó de acuerdo a las normas de la EMAAP-Q y del Ex-IEOS, y con los criterios técnicos de la EPAA-MEJÍA; el sistema de alcantarillado combinado se proyectó para un periodo de 25 años atendiendo a una población futura de 12 601 habitantes, la cual se obtuvo mediante el método exponencial.

Se obtuvo un caudal de diseño de 7 189,92 l/s, 155,206 l/s corresponden al caudal sanitario y 7 043,71 l/s al caudal pluvial. El caudal sanitario fue calculado a partir

de una dotación de 180 l/hab/día, coeficiente de retorno de 0,8, contribución industrial de 0,8 l/s/ha, contribución institucional de 0,4 l/s/ha, aportación por conexiones erradas de 0,1 l/s/ha y aportes por infiltración de 0,05 l/s/ha. El caudal pluvial se lo determinó por el método racional, utilizando las ecuaciones de intensidad de la estación Izobamba M0003 y un periodo de retorno de 10 años, en los pozos de cabecera se inició con un tiempo de concentración de 12 minutos.

Se diseñaron dos estructuras de separación de caudales de tipo vertedero lateral de pared delgada con sus respectivas estructuras de descarga, la primera para aliviar el caudal proveniente de los colectores y emisarios 1 y 2, y la segunda estructura para separar el caudal pluvial del sanitario para que este último ingrese a la planta de tratamiento antes de descargarlo al cuerpo receptor; el caudal que ingresa al primer separador es de 5 098,88 l/s, de los cuales 5 022,94 l/s se descargarán a la quebrada Aychapicho y 69,94 l/s serán conducidos a la planta de tratamiento de aguas residuales, mientras que el caudal que ingresa al segundo separador es de 2 166,69 l/s, de los cuales 155,21 l/s entrarán a la planta de tratamiento para finalmente descargarlos a la quebrada Santa Cristina junto con los 2 011,58 l/s separados en el aliviadero dos.

Se diseñó la planta de tratamiento siguiendo los criterios de la norma del Ex-IEOS y de la guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la OPS; la planta de tratamiento consta de: un canal de acercamiento con rejilla como pretratamiento, tanque Imhoff como tratamiento primario, lecho de secado de lodos y tanque de cloración como tratamiento secundario.

El presupuesto referencial del proyecto se lo realizó en base a los precios unitarios actualizados por la EPAA-Mejía, EP y de la cámara de la construcción, por lo que no se realizaron APUS; el costo de la red de colectores y emisarios principales

asciende a \$1 624 542,75 sin IVA y el costo de la planta de tratamiento asciende a \$296 583,49 sin IVA, sumando un total de \$2 151 661,39 incluido IVA.

De la evaluación ambiental se obtuvo un porcentaje mayor de impactos negativos, los cuales pueden ser controlados si se siguen las medidas de mitigación que han sido planteadas para no alterar la tranquilidad y salvaguardar la integridad física de los habitantes del área del proyecto y sus alrededores.

En el análisis económico financiero se pudo determinar que el proyecto es viable económicamente por los indicadores económicos que dieron como resultados:

$$\text{VAN} = \$159\,852,39$$

$$\text{TIR} = 13 \%$$

RECOMENDACIONES

Realizar la caracterización física y química de las aguas residuales y del agua de los cuerpos receptores para tener un sistema de tratamiento más adecuado, mejorando la alternativa planteada en el presente proyecto que más bien es de carácter teórico.

Si la ejecución del proyecto tardara un tiempo considerable, se recomienda realizar una actualización de precios unitarios teniendo en cuenta que el presupuesto se elaboró en el año 2021.

Realizar estudios geológicos y geotécnicos necesarios para las cimentaciones de las unidades que compone la planta de tratamiento.

Realizar estudios de suelo en el área de implantación del proyecto, sobre todo en los lugares donde se ubican las estructuras especiales como pozos de disipación, pozos de descarga, separadores de caudal, etc.

Al momento de la construcción de las alcantarillas transversales se debe tener en cuenta que la vía por la cual están proyectadas estas estructuras es de primer orden y por ende es muy transitada, por lo que se recomienda difundir e informar con varios días de anticipación a los transeúntes que ciertos carriles de la vía serán cerrados parcialmente para que tomen vías alternas y no se produzcan inconvenientes por el tráfico que puede ocasionarse.

Informar a la población beneficiada, la importancia del mantenimiento y limpieza que debe darse al sistema de alcantarillado para evitar inundaciones en épocas de lluvias ocasionadas por la obstrucción de tuberías y sumideros que producen los desechos sólidos arrojados por las personas.

Realizar periódicamente la limpieza de la planta de tratamiento para que no se generen malos olores y evitar obstrucciones que impidan el buen funcionamiento de cada una de las unidades de tratamiento de aguas residuales.

Emprender una campaña de difusión hacia los habitantes del área de influencia del proyecto, referente a la disposición adecuada de aguas residuales para disminuir la contaminación de las quebradas y la erosión de sus laderas.

Utilizar el presente proyecto como base de estudio para la construcción del sistema de alcantarillado combinado (colectores y emisarios principales) y planta de tratamiento de aguas residuales.

REFERENCIAS

- Amilkar, I. (s.f.). *Hidráulica de alcantarillas*. Obtenido de http://www.docentes.uto.edu.bo/ailayaa/wp-content/uploads/1-HIDRAULICA_DE_ALCANTARILLAS.pdf:
- Belzona. (2010). Tratamiento de aguas residuales. 50.
- Calero, B., & Jimbo, E. (2016). *Dotación de un sistema de alcantarillado para la comunidad Río Bajo* [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio UPS Tesis <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/13333>
- Casero, D. (2016). *Saneamiento y alcantarillado/Gestión de aguas residuales*. Obtenido de <http://www.eoi.es>
- CEA. (Noviembre de 2017). *Normas y lineamientos técnicos para las instalaciones de agua potable, agua tratada, alcantarillado sanitario y pluvial de los fraccionamientos y condominios de las zonas urbanas del Estado de Querétaro*. Obtenido de <https://www.ceaqueretaro.gob.mx/wp-content/uploads/2017/11/III-Alcantarillado-Pluvial-2013.pdf>
- Chow V., M. D. (1994). *Hidrología aplicada*. Bogotá: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- CODECAME. (2006). *Conservación del bosque andino en el cantón Mejía*. Quito: FONAG.
- CPE_INEN_5:Parte9-1. (1992). *Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. Quito.
- EMAAP-QUITO. (2009). *Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q*. Quito.

- EX-IEOS. (1992). *Normas para estudio y diseño e sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. Quito.
- Gallardo, P. (2018). *Diseño de canales abiertos*. Alicante: Área de innovación y desarrollo, S.L.
- IEE. (2013). *Memoria técnica del cantón Mejía, datos básicos*. Quito.
- INAMHI. (2016). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación*. Quito: INAMHI. Recuperado el 29 de abril de 2021
- INAMHI, I. N. (2017). Anuario meteorológico N° 53-2013. Quito, Ecuador.
- INEC. (2010). *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos*. Obtenido de Ecuador en cifras 2010: <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>
- INVIAS. (2009). *Manual de drenaje para carreteras*. Colombia.
- Mejía, G. m. (2014). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial*. Machachi.
- NDC-SE-RA-015. (2012). *Norma técnica de recolección de aguas residuales y lluvias. Sumideros y/o captación superficial de aguas lluvias en vías urbanas*. Cali.
- NEVI-12. (2013). *Norma para estudios y diseño vial. Volumen N°2, libro B*. Quito.
- NTE_INEN:1374. (2009). *Tubería plástica. Tubería de PVC rígido para usos sanitarios en sistemas a gravedad. Requisitos*. Quito.
- OPS/CEPIS. (2005). *Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización*. Lima, Perú.
- QUIMA. (8 de Agosto de 2018). *9 beneficios de usar pvc en sistemas de tubería*. Obtenido de <https://quima.com/blogs/blog/9-beneficios-de-usar-pvc-en-sistemas-de-tuberia>

- RAS_TítuloA. (Noviembre de 2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Sección I. Bogotá, Colombia.
- RAS_ TítuloB. (Noviembre de 2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Sección II. Bogotá, Colombia.
- RAS_TítuloD. (Noviembre de 2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Sección II. Bogotá, Colombia
- Reclamation, U. S. (1978). *Design of small canal structures*. Denver, Colorado: United States Department of the interior.
- Reglamento_Nacional-NB688. (2007). *Reglamento técnico de diseño de cunetas y sumideros*.
- Torres-Degró, A. (2011). Tasas de crecimiento poblacional (r): Una mirada desde el modelo matemático lineal, geométrico y exponencial. *CIDE digital*, 143-162.

ANEXOS

Anexo 1. Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado combinado (colectores y emisarios principales)

Anexo 1.1 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del COLECTOR 1

(1/3)

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS							TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL MEDIO	FACTOR DE	CAUDAL	CAUDAL DE	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstica PARCIAL	Doméstica ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	A/C	CONCENTRACIÓN min	I mm/H	Qp (l/s)	QMD (l/s)	M	QMH (l/s)	QINF (l/s)	QCE (l/s)	Qs (l/s)	Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	i o/oo	n Manning	V m/s	Q l/s	L60V min	
1	SN	PZ - 1																							
			77,25	1,167	1,167	0	0	0,420	12	81,950	95,624	0,105	1,67	0,175	0,058	0,117	0,350	95,974	315	3,99	0,011	3,335	259,903	0,386	
2	SN	PZ - 2																							
			57,321	0,771	1,938	0	0	0,698	12,386	80,835	156,626	0,174	1,67	0,290	0,097	0,194	0,581	157,207	500	0,37	0,011	1,376	270,103	0,694	
3	SN	PZ - 3																							
			55,79	1,338	3,276	0	0	1,179	13,081	78,950	258,609	0,294	1,67	0,491	0,164	0,328	0,982	259,591	400	4,18	0,011	4,003	502,980	0,232	
4	SN	PZ - 4																							
			77,48	1,792	5,067	0	0	1,824	13,313	78,351	397,034	0,455	1,67	0,759	0,253	0,507	1,519	398,553	400	4,54	0,011	4,175	524,598	0,309	
5	SN	PZ - 5																							
			79,93	1,786	6,854	0	0	2,467	13,622	77,576	531,679	0,615	1,67	1,027	0,343	0,685	2,055	533,734	500	4,27	0,011	4,694	921,721	0,284	
6	SN	PZ - 6																							
			98,68	2,115	8,969	0	0	3,229	13,906	76,888	689,568	0,804	1,67	1,343	0,448	0,897	2,689	692,256	500	4,49	0,011	4,815	945,506	0,342	
7	SN	PZ - 7																							
			59,71	1,265	10,234	0	0	3,684	14,248	76,085	778,651	0,918	1,67	1,533	0,512	1,023	3,068	781,719	500	5,61	0,011	5,383	1057,003	0,185	

Continuación (1/3)

B	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP
		REVISIÓN														
		CAPACIDAD	0,8	CAMBIAR												
		VMIN	0,6	OK												
		VMAX	7,5	OK												
DATOS HIDRÁULICOS												COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qe/Q	Qd/Q	V diseño m/s	V mín m/s	Vorticia m/s	Calado Y (m)	V crítico Yo (m)	Y/Yc m	Esf. cortante τ (kg/m²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO mm	PROYECTO mm			
1	0,0013	0,369	3,055	0,961	1,516	0,116	0,234	0,496	3,140	2,015	Supercrítico	2990,42	2989,22	1,2	1,515	
												2990,42	2989,22	1,2		
												2987,34	2986,14	1,2		
												2987,34	2986,14	1,2		
2	0,0022	0,582	1,419	0,402	1,594	0,291	0,259	1,123	0,458	0,890	Subcrítico	2987,34	2986,14	1,2	0,2	1,7
												2987,34	2986,14	1,2		
												2987,33	2985,93	1,4		
												2987,33	2985,93	1,4		
3	0,0020	0,516	3,972	1,166	2,004	0,206	0,409	0,504	4,176	1,982	Supercrítico	2987,33	2985,93	1,4	1,6	
												2987,33	2985,93	1,4		
												2985	2983,6	1,4		
												2985	2983,6	1,4		
4	0,0029	0,760	4,670	1,237	2,406	0,304	0,590	0,515	4,543	1,941	Supercrítico	2985	2983,6	1,4	1,6	
												2985	2983,6	1,4		
												2981,48	2980,08	1,4		
												2981,48	2980,08	1,4		
5	0,0022	0,579	4,834	1,375	2,395	0,290	0,585	0,495	5,333	2,019	Supercrítico	2981,48	2980,08	1,4	1,7	
												2981,48	2980,08	1,4		
												2978,07	2976,67	1,4		
												2978,07	2976,67	1,4		
6	0,0028	0,732	5,341	1,425	2,677	0,366	0,730	0,501	5,612	1,995	Supercrítico	2978,07	2976,67	1,4	1,7	
												2978,07	2976,67	1,4		
												2973,64	2972,24	1,4		
												2973,64	2972,24	1,4		
7	0,0029	0,740	5,986	1,595	2,790	0,370	0,793	0,466	7,013	2,146	Supercrítico	2973,64	2972,24	1,4	1,7	
												2973,64	2972,24	1,4		
												2970,29	2968,89	1,4		
												2970,29	2968,89	1,4		

(2/3)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS						TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL MEDIO	FACTOR DE	CAUDAL	CAUDAL DE	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA	TIEMPO DE FLUJO	
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstica PARCIAL	Doméstica ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	A/C	CONCENTRACIÓN min	I mmH	FLUJAL Qp (l/s)	DIARIO QMD (l/s)	MAYORACIÓN M	MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CONEXIONES ERRADAS QCE (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	i otoc	n Manning	V m/s	Q l/s	LABY min
8	SN	PZ - 8																						
			78,12	1,656	11,890	0	0	4,281	14,432	75,662	899,651	1,067	1,67	1,781	0,595	1,189	3,565	903,215	650	3,58	0,011	5,125	1700,686	0,254
		PZ - 9																						
9	SN	PZ - 9																						
			76,27	1,481	13,372	0	0	4,814	14,686	75,09	1004,131	1,199	1,67	2,003	0,669	1,337	4,009	1008,140	650	4,00	0,011	5,414	1796,384	0,235
		PZ - 10																						
10	SN	PZ - 10																						
			76,45	1,251	14,623	0	0	5,264	14,921	74,579	1090,555	1,312	1,67	2,190	0,731	1,462	4,384	1094,939	650	4,04	0,011	5,443	1805,995	0,234
		PZ - 11																						
11	SN	PZ - 11																						
			37,75	0,223	14,846	1,151	1,151	5,759	15,155	74,079	1185,038	2,252	1,67	3,762	0,800	1,600	6,161	1191,199	710	1,91	0,011	3,965	1569,955	0,159
		PZ - 12																						
12	SN	PZ - 12																						
			80	0,558	15,404	2,240	3,391	6,766	15,314	73,746	1386,037	4,094	1,67	6,838	0,940	1,879	9,657	1395,694	710	3,24	0,011	5,166	2045,429	0,258
		PZ - 13																						
13	SN	PZ - 13																						
			80	0,695	16,099	1,889	5,280	7,696	15,572	73,214	1565,227	5,668	1,67	9,465	1,069	2,138	12,672	1577,900	800	2,91	0,011	5,306	2667,044	0,251
		PZ - 14																						
14	SN	PZ - 14																						
			80	0,660	16,759	2,316	7,596	8,768	15,823	72,709	1770,825	7,580	1,67	12,659	1,218	2,435	16,312	1787,137	900	2,02	0,011	4,786	3044,503	0,279
		PZ - 15																						
15	SN	PZ - 15																						
			80	0,664	17,423	2,346	9,942	9,851	16,102	72,162	1974,727	9,517	1,67	15,893	1,368	2,737	19,998	1994,725	800	4,19	0,011	6,362	3197,971	0,210
		PZ - 16																						

Continuación (2/3)

B	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP
DATOS HIDRÁULICOS												COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Q _d /Q	Q _d /Q	V diseño m/s	V mín m/s	V crítica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Y _c (m)	Y ₁ m	Est. cortante ± (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
8	0,0021	0,531	5,131	1,497	2,590	0,345	0,684	0,505	5,824	1,981	Supercrítico	2970,29	2968,89	1,4		1,85
												2970,29	2968,89	1,4		
												2967,49	2966,09	1,4		
												2967,49	2966,09	1,4		
9	0,0022	0,561	5,517	1,585	2,703	0,365	0,745	0,490	6,498	2,041	Supercrítico	2967,49	2966,09	1,4		1,85
												2967,49	2966,09	1,4		
												2964,44	2963,04	1,4		
												2964,44	2963,04	1,4		
10	0,0024	0,606	5,693	1,599	2,802	0,394	0,801	0,492	6,568	2,031	Supercrítico	2964,44	2963,04	1,4		1,85
												2964,44	2963,04	1,4		
												2961,35	2959,95	1,4		
												2961,35	2959,95	1,4		
11	0,0039	0,759	4,434	1,196	2,862	0,539	0,835	0,645	3,385	1,550	Supercrítico	2961,35	2959,95	1,4		1,91
												2961,35	2959,95	1,4		
												2960,63	2959,23	1,4		
												2960,63	2959,23	1,4		
12	0,0047	0,682	5,618	1,579	2,989	0,484	0,911	0,532	5,747	1,880	Supercrítico	2960,63	2959,23	1,4		1,91
												2960,63	2959,23	1,4		
												2958,04	2956,64	1,4		
												2958,04	2956,64	1,4		
13	0,0048	0,592	5,504	1,622	2,946	0,473	0,884	0,535	5,825	1,869	Supercrítico	2958,04	2956,64	1,4		2
												2958,04	2956,64	1,4		
												2955,71	2954,31	1,4		
												2955,71	2954,31	1,4		
14	0,0054	0,587	4,951	1,478	2,950	0,528	0,887	0,596	4,556	1,679	Supercrítico	2955,71	2954,31	1,4		2,1
												2955,71	2954,31	1,4		
												2954,09	2952,69	1,4		
												2954,09	2952,69	1,4		
15	0,0063	0,624	6,719	1,993	3,204	0,499	1,046	0,477	8,375	2,097	Supercrítico	2954,09	2952,69	1,4		2
												2954,09	2952,69	1,4		
												2950,74	2949,34	1,4		
												2950,74	2949,34	1,4		

(3/3)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z				
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS						TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL MEDIO	FACTOR DE	CAUDAL	CAUDAL DE	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO						
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstica PARCIAL	Doméstica ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	A°C	CONCENTRACIÓN min	I mmH	FLUJIAL Qp (l/s)	DIARIO QMD (l/s)	MAYORACIÓN M	MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CONEXIONES EPRADAS QCE (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	i otoso	n Manning	V m/s	Q l/s	LABOY min				
16	SN	PZ - 16																										
		80	0,717	18,140	1,745	11,687	10,738	16,312	71,759	2140,380	10,977	1,67	18,331	1,491	2,983	22,805	2163,185	1090	0,80	0,011	3,418	3189,135	0,390					
		PZ - 17																										
17	SN	PZ - 17																										
		115,65	2,292	20,432	0	11,687	11,563	16,702	71,030	2281,394	11,182	1,67	18,675	1,606	3,212	23,492	2304,886	1000	1,70	0,011	4,709	3698,147	0,409					
		PZ - 18																										
18	SN	PZ - 18																										
		60,94	1,265	21,697	0	11,687	12,018	17,111	70,289	2346,520	11,296	1,67	18,864	1,669	3,338	23,872	2370,392	900	3,59	0,011	6,375	4055,783	0,159					
		PZ - 19																										
19	SN	PZ - 19																										
		110,47	2,356	24,053	0	11,687	12,866	17,270	70,008	2502,090	11,507	1,67	19,217	1,787	3,574	24,578	2526,668	900	2,56	0,011	5,383	3424,325	0,342					
		PZ - 20																										
20	SN	PZ - 20																										
		113,39	2,489	26,541	0	11,687	13,762	17,612	69,417	2653,698	11,730	1,67	19,590	1,911	3,823	25,324	2679,022	900	2,74	0,011	5,570	3543,209	0,339					
		PZ - 21																										
21	SN	PZ - 21																										
		121,49	2,635	29,176	0	11,687	14,711	17,952	68,846	2813,292	11,967	1,67	19,984	2,043	4,086	26,114	2839,406	1000	1,77	0,011	4,799	3769,405	0,422					
		PZ - 22																										
22	Fernández Salvador	PZ - 22																										
		215	1,687	30,863	0	11,687	15,318	18,374	68,158	2900,111	12,118	1,67	20,237	2,128	4,255	26,620	2926,731	900	3,60	0,011	6,377	4056,714	0,562					
		PZ - 23																										
			1911,691																				18,936					

Continuación (3/3)

B	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	
TRAMO	Q ₂ /Q	Q _d /Q	DATOS HIDRÁULICOS										COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
			Y diseño m/s	Y mín m/s	Verifica m/s	Calado Y (m)	Y orificio Y _o (m)	Y/Y _o m	Est. cortante s (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
16	0,0072	0,678	3,710	1,086	2,997	0,739	0,915	0,808	2,180	1,238	Supercrítico	2950,74	2949,34	1,4		2,29	
												2950,74	2949,34	1,4			
												2950,1	2948,70	1,4			
												2950,1	2948,70	1,4			
17	0,0064	0,623	4,972	1,478	3,121	0,623	0,993	0,628	4,259	1,593	Supercrítico	2950,1	2948,70	1,4		2,2	
												2950,1	2948,70	1,4			
												2948,13	2946,73	1,4			
												2948,13	2946,73	1,4			
18	0,0059	0,584	6,586	1,986	3,239	0,526	1,070	0,492	8,086	2,033	Supercrítico	2948,13	2946,73	1,4		2,1	
												2948,13	2946,73	1,4			
												2945,94	2944,54	1,4			
												2945,94	2944,54	1,4			
19	0,0072	0,738	5,982	1,711	3,390	0,664	1,172	0,567	5,764	1,764	Supercrítico	2945,94	2944,54	1,4		2,1	
												2945,94	2944,54	1,4			
												2943,11	2941,71	1,4			
												2943,11	2941,71	1,4			
20	0,0071	0,756	6,224	1,770	3,463	0,680	1,223	0,556	6,171	1,797	Supercrítico	2943,11	2941,71	1,4		2,1	
												2943,11	2941,71	1,4			
												2940	2938,6	1,4			
												2940	2938,6	1,4			
21	0,0069	0,753	5,359	1,520	3,408	0,753	1,184	0,636	4,424	1,572	Supercrítico	2940	2938,6	1,4		2,2	
												2940	2938,6	1,4			
												2937,85	2936,45	1,4			
												2937,85	2936,45	1,4			
22	0,0066	0,721	7,046	2,008	3,554	0,649	1,287	0,504	8,090	1,983	Supercrítico	2937,85	2936,45	1,4		2,1	
												2937,85	2936,45	1,4			
												2930,12	2928,72	1,4			
												2930,12	2928,72	1,4			

Anexo 1.2 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del COLECTOR 2

(1/4)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y
		A doméstica	19,005	ha	QD (l/s)	18,183	q doméstico	0,957															
		A total	19,005	ha	QCE (l/s)	1,901	q erradas	0,10															
					QINF (l/s)	0,950	q infiltración	0,05		salida		M	1,43										
					QMD (l/s)	18,183				entrada													
		Q sanitario	28,853	l/s	QMh (l/s)	26,002						ponderado	0,31										
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO				ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACION	INTENSIDAD	CAUDAL PLUVIAL	CAUDAL MEDIO DAIRIO	FACTOR DE MAYORACION	CAUDAL MÁXIMO HORARIO	CAUDAL DE INFILTRACIÓN	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	N	I	Qp (l/s)	QMD (l/s)	M	QMH (l/s)	QINF (l/s)	QCE (l/s)	Qs (l/s)	Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	I otoo	n Manning	V m/s	Q l/s	L60V min	Qs/Q
1	SN	PZ-1																					
			58,16	0,637	0,637	0,197	12	81,950	44,952	0,609	1,43	0,872	0,032	0,064	0,967	45,919	315	6,67	0,011	4,314	336,193	0,225	0,0029
		PZ-2																					
2	SN	PZ-2																					
			63,61	0,722	1,359	0,421	12,225	81,295	95,107	1,300	1,43	1,859	0,068	0,136	2,063	97,170	315	3,08	0,011	2,932	228,481	0,362	0,0090
		PZ-3																					
3	SN	PZ-3																					
			86,77	0,913	2,272	0,704	12,586	80,277	157,054	2,174	1,43	3,108	0,114	0,227	3,449	160,503	500	0,23	0,011	1,091	214,243	1,325	0,0161
		PZ-4																					
4	SN	PZ-4																					
			47,85	0,467	2,739	0,849	13,912	76,874	181,313	2,621	1,43	3,747	0,137	0,274	4,158	185,471	500	0,42	0,011	1,469	288,504	0,543	0,0144
		PZ-5																					
5	SN	PZ-5																					
			79,96	0,741	3,480	1,079	14,454	75,612	226,566	3,329	1,43	4,761	0,174	0,348	5,283	231,849	400	2,18	0,011	2,889	363,069	0,461	0,0146
		PZ-6																					
6	SN	PZ-6																					
			72,41	0,766	4,246	1,316	14,916	74,591	272,723	4,062	1,43	5,809	0,212	0,425	6,446	279,169	400	5,66	0,011	4,661	585,657	0,259	0,0110
		PZ-7																					
7	SN	PZ-7																					
			61,72	0,568	4,814	1,492	15,175	74,038	306,916	4,606	1,43	6,586	0,241	0,481	7,308	314,224	400	6,61	0,011	5,036	632,802	0,204	0,0115
		PZ-8																					

Continuación (1/4)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
REVISIÓN															
CAPACIDAD	0,8	CAMBIAR													
VMÍN	0,6	OK													
VMÁX	7,5	OK													
DATOS HIDRÁULICOS												COTAS			
TRAMO	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Vorticidad m/s	Calado Y (m)	Y orificio Yo (m)	YV/c m	Esf. orificante i (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO m/m	PROYECTO m/m	H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
1	0,137	3,127	1,278	1,097	0,043	0,123	0,351	5,254	2,851	Supercrítico	2935,84	2934,64	1,2		1,515
											2935,84	2934,64	1,2		
											2931,96	2930,76	1,2		
											2931,96	2930,76	1,2		
2	0,425	2,765	0,959	1,537	0,134	0,241	0,556	2,427	1,798	Supercrítico	2931,96	2930,76	1,2		1,515
											2931,96	2930,76	1,2		
											2930	2928,8	1,2		
											2930	2928,8	1,2		
3	0,749	1,217	0,394	1,647	0,375	0,277	1,354	0,288	0,739	Subcrítico	2930	2928,8	1,2	0,2	1,7
											2930	2928,8	1,2		
											2930	2928,6	1,4		
											2930	2928,6	1,4		
4	0,643	1,568	0,519	1,703	0,321	0,296	1,087	0,522	0,920	Subcrítico	2930	2928,6	1,4	0,2	1,7
											2930	2928,6	1,4		
											2930	2928,4	1,6		
											2930	2928,4	1,6		
5	0,639	3,076	1,022	1,975	0,255	0,398	0,642	2,176	1,557	Supercrítico	2930	2928,4	1,6		1,6
											2930	2928,4	1,6		
											2928,26	2926,66	1,6		
											2928,26	2926,66	1,6		
6	0,477	4,521	1,569	2,037	0,191	0,423	0,451	5,662	2,219	Supercrítico	2928,26	2926,66	1,6		1,6
											2928,26	2926,66	1,6		
											2924,16	2922,56	1,6		
											2924,16	2922,56	1,6		
7	0,497	4,941	1,709	2,127	0,199	0,461	0,431	6,610	2,323	Supercrítico	2924,16	2922,56	1,6		1,6
											2924,16	2922,56	1,6		
											2920,08	2918,48	1,6		
											2920,08	2918,48	1,6		

(2/4)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO				ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACION N min	INTENSIDAD I mm/H	CAUDAL PLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qd+Qs+Qp (l/s)	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO		
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A°C											D	I	n	v	Q	L/60V min	Qs/Q	
8	SN	PZ-8																						
			44,73	0,470	5,284	1,638	15,379	73,611	334,947	5,056	1,43	7,230	0,264	0,528	8,022	342,969	400	9,50	0,011	6,037	758,657	0,123	0,0106	
9	SN	PZ-9																						
			84,63	0,816	6,100	1,891	15,502	73,36	385,352	5,837	1,43	8,346	0,305	0,610	9,261	394,613	400	7,53	0,011	5,373	675,240	0,262	0,0137	
10	SN	PZ-10																						
			139,83	1,209	7,309	2,266	15,765	72,826	458,369	6,993	1,43	10,000	0,365	0,731	11,096	469,465	400	5,83	0,011	4,728	594,195	0,493	0,0187	
11	SN	PZ-11																						
			80	0,640	7,950	2,464	16,258	71,862	491,933	7,606	1,43	10,876	0,397	0,795	12,069	504,002	500	6,11	0,011	5,619	1103,282	0,237	0,0109	
12	SN	PZ-12																						
			74,06	0,710	8,660	2,684	16,495	71,413	532,516	8,285	1,43	11,848	0,433	0,866	13,147	545,663	500	3,04	0,011	3,961	777,816	0,312	0,0169	
13	SN	PZ-13																						
			87,72	0,843	9,502	2,946	16,807	70,837	579,623	9,091	1,43	13,000	0,475	0,950	14,426	594,049	500	4,75	0,011	4,955	972,962	0,295	0,0148	
14	SN	PZ-14																						
			98,39	0,812	10,314	3,197	17,102	70,306	624,425	9,868	1,43	14,111	0,516	1,031	15,658	640,083	500	6,26	0,011	5,687	1116,586	0,288	0,0140	
15	Tomás Pazmiño	PZ-15																						
			60,23	0,235	10,549	3,270	17,390	69,799	634,019	10,092	1,43	14,432	0,527	1,055	16,014	650,033	650	1,31	0,011	3,100	1028,805	0,324	0,0156	

Continuación (2/4)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
TRAMO	DATOS HIDRÁULICOS										COTAS			RECUBRIMIENTO MÍNIMO	
	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Y crítica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yc (m)	YVc m	Est. costante t (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO m/mm	PROYECTO m/mm	H POZO (m)		Salto (m)
	8	0,452	5,776	2,020	2,172	0,181	0,481	0,376	9,501	2,659	Supercrítico	2920,08 2920,08	2918,48 2918,48		1,6 1,6
											2915,83 2915,83	2914,23 2914,23	1,6 1,6		
9	0,584	5,551	1,879	2,335	0,234	0,556	0,421	7,527	2,377	Supercrítico	2915,83 2915,83	2914,23 2914,23	1,6 1,6		1,6
											2909,46 2909,46	2907,86 2907,86	1,6 1,6		
10	0,790	5,327	1,763	2,547	0,316	0,661	0,478	5,829	2,092	Supercrítico	2909,46 2909,46	2907,86 2907,86	1,6 1,6		1,6
											2901,31 2901,31	2899,71 2899,71	1,6 1,6		
11	0,457	5,390	1,890	2,294	0,228	0,537	0,426	7,641	2,349	Supercrítico	2901,31 2901,31	2899,71 2899,71	1,6 1,6		1,7
											2896,42 2896,42	2894,82 2894,82	1,6 1,6		
12	0,702	4,344	1,445	2,463	0,351	0,619	0,567	3,798	1,763	Supercrítico	2896,42 2896,42	2894,82 2894,82	1,6 1,6		1,7
											2894,17 2894,17	2892,57 2892,57	1,6 1,6		
13	0,611	5,196	1,759	2,497	0,305	0,635	0,481	5,942	2,081	Supercrítico	2894,17 2894,17	2892,57 2892,57	1,6 1,6		1,7
											2890 2890	2888,4 2888,4	1,6 1,6		
14	0,573	5,837	1,997	2,541	0,287	0,658	0,435	7,826	2,297	Supercrítico	2890 2890	2888,4 2888,4	1,6 1,6		1,7
											2883,84 2883,84	2882,24 2882,24	1,6 1,6		
15	0,632	3,289	1,111	2,366	0,411	0,571	0,720	2,131	1,390	Supercrítico	2883,84 2883,84	2882,24 2882,24	1,6 1,6		1,85
											2883,05 2883,05	2881,45 2881,45	1,6 1,6		

(3/4)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS				TIEMPO DE CONCENTRACION	INTENSIDAD	CAUDAL PLUVIAL	CAUDAL MEDIO DIARIO	FACTOR DE MAYORACIÓN	CAUDAL MÁXIMO HORARIO	CAUDAL DE INFILTRACIÓN	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO		
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	N	I	Qp (l/s)	QMD (l/s)	M	GMH (l/s)	QINF (l/s)	QCE (l/s)	Qs (l/s)	Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	I otoco	n Manning	V m/s	Q l/s	L/60V min	Qs/Q	
16	SN	PZ-16																						
			65,51	0,402	10,951	3,395	17,714	69,244	652,970	10,477	1,43	14,982	0,548	1,095	16,625	669,595	500	3,91	0,011	4,493	882,152	0,243	0,0188	
		PZ-17																						
17	Miguel Salazar	PZ-17																						
			22,87	0,095	11,046	3,424	17,957	68,837	654,784	10,568	1,43	15,113	0,552	1,105	16,770	671,554	650	1,27	0,011	3,048	1011,561	0,125	0,0166	
		PZ-18																						
18	Miguel Salazar	PZ-18																						
			57,73	0,217	11,263	3,492	18,082	68,631	665,653	10,776	1,43	15,410	0,563	1,126	17,099	682,752	900	0,17	0,011	1,400	890,437	0,687	0,0192	
		PZ-19																						
19	Miguel Salazar	PZ-19																						
			50,53	0,336	11,600	3,596	18,769	67,532	674,560	11,098	1,43	15,870	0,580	1,160	17,610	692,170	900	0,20	0,011	1,496	951,764	0,563	0,0185	
		PZ-20																						
20	La Tola	PZ-20																						
			80,61	0,794	12,394	3,842	19,332	66,674	711,564	11,857	1,43	16,956	0,620	1,239	18,815	730,379	650	2,49	0,011	4,275	1418,501	0,314	0,0133	
		PZ-21																						
21	La Tola	PZ-21																						
			84,25	0,563	12,957	4,017	19,647	66,211	738,724	12,396	1,43	17,727	0,648	1,296	19,670	758,394	650	2,36	0,011	4,161	1380,600	0,337	0,0142	
		PZ-22																						
22	Miguel Salazar	PZ-22																						
			81,22	0,540	13,497	4,184	19,984	65,725	763,857	12,913	1,43	18,465	0,675	1,350	20,490	784,347	900	0,32	0,011	1,903	1210,484	0,711	0,0169	
		PZ-23																						
23	Miguel Salazar	PZ-23																						
			80,08	0,746	14,242	4,415	20,695	64,738	793,960	13,626	1,43	19,486	0,712	1,424	21,622	815,582	650	1,34	0,011	3,129	1038,379	0,427	0,0208	
		PZ-24																						

Continuación (3/4)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	
TRAMO	Qd/Q	Vdiseño m/s	DATOS HIDRÁULICOS								COTAS			H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
			V mín m/s	Vorticia m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	Vfyo m	Esf. cortante τ (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
			16	0,759	5,025	1,679	2,655	0,380	0,718	0,528	4,885	1,893	Supercrítico			
											2883,05	2881,45	1,6			
											2880,49	2878,89	1,6			
											2880,49	2878,89	1,6			
17	0,664	3,287	1,107	2,405	0,432	0,590	0,732	2,061	1,367	Supercrítico	2880,49	2878,89	1,6	1,85		
											2880,49	2878,89	1,6			
											2880,2	2878,6	1,6			
											2880,2	2878,6	1,6			
18	0,767	1,569	0,525	2,198	0,690	0,492	1,401	0,390	0,714	Subcrítico	2880,2	2878,6	1,6	0,1	2,1	
											2880,2	2878,6	1,6			
											2880,2	2878,5	1,7			
											2880,2	2878,5	1,7			
19	0,727	1,657	0,557	2,199	0,655	0,493	1,328	0,445	0,753	Subcrítico	2880,2	2878,5	1,7	0,1	2,1	
											2880,2	2878,5	1,7			
											2880,2	2878,4	1,8			
											2880,2	2878,4	1,8			
20	0,515	4,239	1,486	2,405	0,335	0,590	0,567	4,052	1,762	Supercrítico	2880,2	2878,4	1,8	1,85		
											2880,2	2878,4	1,8			
											2878,19	2876,39	1,8			
											2878,19	2876,39	1,8			
21	0,549	4,211	1,466	2,452	0,357	0,613	0,582	3,838	1,717	Supercrítico	2878,19	2876,39	1,8	1,85		
											2878,19	2876,39	1,8			
											2876,2	2874,4	1,8			
											2876,2	2874,4	1,8			
22	0,648	2,035	0,694	2,267	0,583	0,524	1,114	0,720	0,898	Subcrítico	2876,2	2874,4	1,8	0,2	2,1	
											2876,2	2874,4	1,8			
											2876,14	2874,14	2			
											2876,14	2874,14	2			
23	0,785	3,522	1,197	2,603	0,511	0,691	0,739	2,171	1,353	Supercrítico	2876,14	2874,14	2	1,85		
											2876,14	2874,14	2			
											2875,07	2873,07	2			
											2875,07	2873,07	2			

(4/4)

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACION N min	INTENSIDAD I mm/H	CAUDAL PLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACION QINF (l/s)	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qd+Qs+Qp (l/s)	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLEMA		TIEMPO DE FLUJO					
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA											A°C	D mm	I ototo	n Manning	V m/s	Q l/s	L60V min	Qe/Q			
24	Miguel Salazar	PZ-24																								
			49,17	0,615	14,857	4,606	21,122	64,169	820,957	14,215	1,43	20,327	0,743	1,486	22,555	843,513	710	1,26	0,011	3,224	1276,513	0,254	0,0177			
25	Miguel Salazar	PZ-25																								
			118,15	0,917	15,774	4,890	21,376	63,838	867,116	15,092	1,43	21,581	0,789	1,577	23,947	891,063	650	1,61	0,011	3,433	1139,164	0,574	0,0210			
26	SN	PZ-26																								
			100,51	0,928	16,702	5,178	21,950	63,111	907,696	15,980	1,43	22,851	0,835	1,670	25,357	933,053	650	4,57	0,011	5,785	1919,676	0,290	0,0132			
27	-	PZ-27																								
			10,15	0	16,702	5,178	22,239	62,754	902,564	15,980	1,43	22,851	0,835	1,670	25,357	927,921	650	4,24	0,011	5,572	1848,959	0,030	0,0137			
28	-	PZ-28																								
			98,83	0,593	17,295	5,361	22,270	62,717	934,040	16,547	1,43	23,662	0,865	1,730	26,256	960,296	1000	0,21	0,011	1,663	1306,138	0,990	0,0201			
29	-	PZ-29																								
			100	0,865	18,160	5,630	23,260	61,547	962,469	17,375	1,43	24,846	0,908	1,816	27,570	990,039	1000	0,28	0,011	1,909	1499,350	0,873	0,0184			
30	-	PZ-30																								
			85,69	0,845	19,005	5,892	24,133	60,574	991,338	18,183	1,43	26,002	0,950	1,901	28,853	1020,191	650	2,50	0,011	4,278	1419,606	0,334	0,0203			
			2,225,37				24,467																			

Continuación (4/4)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	
TRAMO	Qd/Q	Vdiseño m/s	DATOS HIDRÁULICOS								COTAS			H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
			V mín m/s	Vorfilica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	Yfyo m	Esf. cortante τ (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
24	0,661	3,471	1,187	2,519	0,469	0,647	0,726	2,238	1,378	Supercrítico	2875,07	2873,07	2		1,91	
											2875,07	2873,07	2			
											2874,45	2872,45	2			
											2874,45	2872,45	2			
25	0,782	3,861	1,316	2,680	0,508	0,732	0,694	2,613	1,440	Supercrítico	2874,45	2872,45	2		1,85	
											2874,45	2872,45	2			
											2872,55	2870,55	2			
											2872,55	2870,55	2			
26	0,486	5,642	2,009	2,596	0,316	0,687	0,460	7,421	2,174	Supercrítico	2872,55	2870,55	2		1,85	
											2872,55	2870,55	2			
											2867,96	2865,96	2			
											2867,96	2865,96	2			
27	0,502	5,484	1,949	2,599	0,326	0,688	0,474	6,884	2,110	Supercrítico	2867,96	2865,96	2		1,85	
											2867,96	2865,96	2			
											2867,53	2865,53	2			
											2867,53	2865,53	2			
28	0,735	1,846	0,631	2,370	0,735	0,573	1,284	0,531	0,779	Subcrítico	2867,53	2865,53	2	0,1	2,2	
											2867,53	2865,53	2			
											2867,42	2865,32	2,1			
											2867,42	2865,32	2,1			
29	0,660	2,055	0,709	2,370	0,660	0,572	1,153	0,700	0,867	Subcrítico	2867,42	2865,32	2,1		2,2	
											2867,42	2865,32	2,1			
											2867,14	2865,04	2,1			
											2867,14	2865,04	2,1			
30	0,719	4,722	1,627	2,787	0,467	0,792	0,590	4,058	1,695	Supercrítico	2867,14	2865,04	2,1		1,85	
											2867,14	2865,04	2,1			
											2865	2862,9	2,1			
											2865	2862,9	2,1			

Anexo 1.3 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del COLECTOR 3

(1/6)

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	INTENSIDAD	CAUDAL FLUJUAL	CAUDAL MEDIO DIARIO	FACTOR DE MAYORACIÓN	CAUDAL MÁXIMO HORARIO	CAUDAL DE INFILTRACIÓN	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO				
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	min	mmH	Qp (l/s)	QMD (l/s)	M	QMH (l/s)	QINF (l/s)	QCE (l/s)	Qs (l/s)	Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	I o/oo	n Manning	V m/s	Q l/s	L/60V min	Qd/Q	
		PZ 1																						
1	SN		53,26	0,576	0,576	0,144	12	81,950	32,789	0,280	1,43	0,401	0,029	0,058	0,487	33,276	315	10,44	0,011	5,396	420,554	0,164	0,0012	
		PZ 2																						
2	SN		49,98	0,298	0,874	0,218	12,164	81,469	49,433	0,425	1,43	0,608	0,044	0,087	0,739	50,172	315	8,98	0,011	5,006	390,131	0,166	0,0019	
		PZ 3																						
3	SN		38,47	0,312	1,186	0,297	12,331	80,992	66,708	0,577	1,43	0,825	0,059	0,119	1,003	67,712	315	6,89	0,011	4,384	341,623	0,146	0,0029	
		PZ 4																						
4	SN		49,04	0,449	1,635	0,409	12,477	80,580	91,513	0,796	1,43	1,138	0,082	0,164	1,383	92,896	315	5,53	0,011	3,926	305,981	0,208	0,0045	
		PZ 5																						
5	SN		57,079	0,426	2,062	0,515	12,685	80,005	114,547	1,003	1,43	1,435	0,103	0,206	1,744	116,291	315	15,72	0,011	6,621	515,992	0,144	0,0034	
		PZ 6																						
6	SN		46,232	0,373	2,435	0,609	12,829	79,616	134,628	1,185	1,43	1,695	0,122	0,243	2,060	136,688	315	3,63	0,011	3,184	248,124	0,242	0,0083	
		PZ 7																						
7	SN		70,132	0,497	2,932	0,733	13,071	78,975	160,777	1,427	1,43	2,040	0,147	0,293	2,480	163,257	315	6,92	0,011	4,392	342,293	0,266	0,0072	
		PZ 8																						

Continuación (1/6)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
REVISIÓN															
CAPACIDAD	0,8	CAMBIAR													
VMÍN	0,6	OK													
VMÁX	7,5	OK													
DATOS HIDRÁULICOS											COTAS		H POZO (m)	Salo (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	QdIQ	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Verifica m/s	Calado Y (m)	Y orificio Yo (m)	YYc m	Esf. cortante (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
1											2935	2933,8	1,2	1,515	
											2935	2933,8	1,2		
	0,079	3,207	1,550	0,922	0,025	0,087	0,288	8,221	3,478	Supercrítico	2929,44	2928,24	1,2		
											2929,44	2928,24	1,2		
2											2929,44	2928,24	1,2	1,515	
											2929,44	2928,24	1,2		
	0,129	3,556	1,457	1,122	0,041	0,128	0,316	7,075	3,169	Supercrítico	2924,95	2923,75	1,2		
											2924,95	2923,75	1,2		
3											2924,95	2923,75	1,2	1,515	
											2924,95	2923,75	1,2		
	0,198	3,547	1,300	1,295	0,062	0,171	0,365	5,425	2,739	Supercrítico	2922,3	2921,1	1,2		
											2922,3	2921,1	1,2		
4											2922,3	2921,1	1,2	1,515	
											2922,3	2921,1	1,2		
	0,304	3,473	1,196	1,483	0,096	0,224	0,427	4,352	2,343	Supercrítico	2919,59	2918,39	1,2		
											2919,59	2918,39	1,2		
5											2919,59	2918,39	1,2	1,515	
											2919,59	2918,39	1,2		
	0,225	5,524	1,978	1,567	0,071	0,250	0,284	12,376	3,525	Supercrítico	2910,62	2909,42	1,2		
											2910,62	2909,42	1,2		
6											2910,62	2909,42	1,2	1,515	
											2910,62	2909,42	1,2		
	0,551	3,225	1,030	1,764	0,174	0,317	0,547	2,862	1,828	Supercrítico	2908,94	2907,74	1,2		
											2908,94	2907,74	1,2		
7											2908,94	2907,74	1,2	1,515	
											2908,94	2907,74	1,2		
	0,477	4,261	1,398	1,845	0,150	0,347	0,433	5,446	2,310	Supercrítico	2904,09	2902,89	1,2		
											2904,09	2902,89	1,2		

(2/6)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS			TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL	FACTOR DE	CAUDAL MÁXIMO	CAUDAL DE	CAUDAL CONEXIONES	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO		
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	FARCIAL	ACUMULADA	A°C	CONCENTRACIÓN min	I mm/H	FLUJUAL Qp (l/s)	MEDIO DIARIO QMD (l/s)	MAYORACIÓ N M	HORARIO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	EFRIADAS QCE (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	l o/oo	n Manning	V mfs	Q l/s	L/80V min	QeIQ	
8	SN	PZ 8																						
			38,021	0,322	3,253	0,813	13,337	78,289	176,880	1,583	1,43	2,264	0,163	0,325	2,752	179,632	315	8,63	0,011	4,906	382,305	0,129	0,0072	
9	SN	PZ 9																						
			85,566	0,681	3,934	0,984	13,466	77,96	212,993	1,915	1,43	2,738	0,197	0,393	3,328	216,321	315	6,90	0,011	4,386	341,791	0,325	0,0097	
10	SN	PZ 10																						
			58,567	0,674	4,608	1,152	13,791	77,163	246,927	2,243	1,43	3,207	0,230	0,461	3,898	250,826	315	8,66	0,011	4,914	382,968	0,199	0,0102	
11	SN	PZ 11																						
			115,997	1,373	5,982	1,495	13,990	76,687	318,546	2,911	1,43	4,163	0,299	0,598	5,060	323,606	400	7,04	0,011	5,198	653,188	0,372	0,0077	
12	SN	PZ 12																						
			80	0,947	6,929	1,732	14,362	75,822	364,815	3,372	1,43	4,822	0,346	0,693	5,861	370,677	400	6,99	0,011	5,177	650,596	0,258	0,0090	
13	SN	PZ 13																						
			80	0,853	7,781	1,945	14,620	75,241	406,588	3,787	1,43	5,416	0,389	0,778	6,583	413,171	400	7,54	0,011	5,377	675,716	0,248	0,0097	
14	SN	PZ 14																						
			80	0,847	8,628	2,157	14,868	74,695	447,558	4,199	1,43	6,005	0,431	0,863	7,299	454,857	400	6,73	0,011	5,079	638,259	0,263	0,0114	
15	SN	PZ 15																						
			63	0,636	9,264	2,316	15,130	74,132	476,918	4,509	1,43	6,447	0,463	0,926	7,837	484,755	400	7,41	0,011	5,332	670,099	0,197	0,0117	
		PZ 16																						

Continuación (2/6)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	
DATOS HIDRÁULICOS											COTAS			H POZO (m)	Sano (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Verfisa m/s	Calado Y (m)	Y crítico Ye (m)	YfYe m	Esf. cortante (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
8											2904,09	2902,89	1,2		1,515	
	0,470	4,740	1,560	1,902	0,148	0,369	0,401	6,794	2,492	Supercrítico	2904,09	2902,89	1,2			
											2900,81	2899,61	1,2			
											2900,81	2899,61	1,2			
9											2900,81	2899,61	1,2		1,515	
	0,633	4,655	1,450	2,088	0,199	0,444	0,449	5,430	2,229	Supercrítico	2900,81	2899,61	1,2			
											2894,91	2893,71	1,2			
											2894,91	2893,71	1,2			
10											2894,91	2893,71	1,2		1,515	
	0,655	5,275	1,635	2,202	0,206	0,494	0,417	6,817	2,396	Supercrítico	2894,91	2893,71	1,2			
											2889,84	2888,64	1,2			
											2889,84	2888,64	1,2			
11											2889,84	2888,64	1,2		1,6	
	0,495	5,097	1,667	2,148	0,198	0,470	0,421	7,043	2,373	Supercrítico	2889,84	2888,64	1,2			
											2881,67	2880,47	1,2			
											2881,67	2880,47	1,2			
12											2881,67	2880,47	1,2		1,6	
	0,570	5,303	1,693	2,280	0,228	0,530	0,430	6,988	2,326	Supercrítico	2881,67	2880,47	1,2			
											2876,08	2874,88	1,2			
											2876,08	2874,88	1,2			
13											2876,08	2874,88	1,2		1,6	
	0,611	5,641	1,778	2,383	0,245	0,579	0,422	7,537	2,367	Supercrítico	2876,08	2874,88	1,2			
											2870,05	2868,85	1,2			
											2870,05	2868,85	1,2			
14											2870,05	2868,85	1,2		1,6	
	0,713	5,594	1,721	2,501	0,285	0,638	0,447	6,725	2,237	Supercrítico	2870,05	2868,85	1,2			
											2864,67	2863,47	1,2			
											2864,67	2863,47	1,2			
15											2864,67	2863,47	1,2		1,6	
	0,723	5,897	1,813	2,558	0,289	0,667	0,434	7,413	2,305	Supercrítico	2864,67	2863,47	1,2			
											2860	2858,8	1,2			
											2860	2858,8	1,2			

(3/6)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS			TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL	FACTOR DE	CAUDAL MÁXIMO	CAUDAL DE	CAUDAL DE CONEXIONES	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO					
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD m/s	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	CONCENTRACIÓN min	I mmH	FLUJUAL Qp (l/s)	MEDIO DIARIO QMD (l/s)	MAYORACIÓN N	HORARIO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	ERRADAS QCE (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	I o/oo	n Manning	V m/s	Q l/s	L60V min	Q#Q	
16	SN	PZ 16																						
			62,1	0,514	9,779	2,445	15,327	73,719	500,596	4,759	1,43	6,806	0,489	0,978	8,272	508,868	500	3,40	0,011	4,189	822,570	0,247	0,0101	
		PZ 17																						
17	SN	PZ 17																						
			99,7	0,898	10,676	2,669	15,574	73,210	542,786	5,196	1,43	7,430	0,534	1,068	9,032	551,818	500	2,81	0,011	3,809	747,840	0,436	0,0121	
		PZ 18																						
18	SN	PZ 18																						
			100	1,303	11,979	2,995	16,010	72,341	601,781	5,830	1,43	8,337	0,599	1,198	10,134	611,915	500	4,59	0,011	4,869	956,056	0,342	0,0106	
		PZ 19																						
19	SN	PZ 19																						
			139,671	1,799	13,778	3,445	16,353	71,682	685,874	6,706	1,43	9,589	0,689	1,378	11,656	697,530	500	5,30	0,011	5,231	1027,164	0,445	0,0113	
		PZ 20																						
20	SN	PZ 20																						
			85,29	1,040	14,819	3,705	16,798	70,854	729,141	7,212	1,43	10,313	0,741	1,482	12,536	741,678	500	4,56	0,011	4,854	953,022	0,293	0,0132	
		PZ 21																						
21	SN	PZ 21																						
			75,03	0,920	15,738	3,935	17,090	70,326	768,625	7,660	1,43	10,953	0,787	1,574	13,314	781,939	500	5,61	0,011	5,384	1057,063	0,232	0,0126	
		PZ 22																						
22	SN	PZ 22																						
			100	1,197	16,935	4,234	17,323	69,916	822,257	8,242	1,43	11,786	0,847	1,694	14,327	836,583	650	4,25	0,011	5,581	1851,913	0,299	0,0077	
		PZ 23																						
23	SN	PZ 23																						
			85,065	1,118	18,054	4,513	17,621	69,401	870,103	8,787	1,43	12,565	0,903	1,805	15,273	885,376	650	1,90	0,011	3,736	1239,676	0,379	0,0123	
		PZ 24																						

Continuación (3/6)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
DATOS HIDRÁULICOS											COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Yoficial m/s	Calado Y (m)	Y oficio Yo (m)	YYc m	Esf. cortante τ (kg/m2)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
16											2860	2858,8	1,2		1,7
											2860	2858,8	1,2		
	0,619	4,412	1,391	2,375	0,309	0,575	0,538	4,247	1,858	Supercrítico	2857,89	2856,69	1,2		
											2857,89	2856,69	1,2		
17											2857,89	2856,69	1,2		1,7
											2857,89	2856,69	1,2		
	0,738	4,233	1,302	2,484	0,369	0,629	0,587	3,511	1,704	Supercrítico	2855,09	2853,89	1,2		
											2855,09	2853,89	1,2		
18											2855,09	2853,89	1,2		1,7
											2855,09	2853,89	1,2		
	0,640	5,187	1,630	2,535	0,320	0,655	0,489	5,738	2,046	Supercrítico	2850,5	2849,3	1,2		
											2850,5	2849,3	1,2		
19											2850,5	2849,3	1,2		1,7
											2850,5	2849,3	1,2		
	0,679	5,681	1,770	2,665	0,340	0,724	0,469	6,623	2,132	Supercrítico	2843,1	2841,9	1,2		
											2843,1	2841,9	1,2		
20											2843,1	2841,9	1,2		1,7
											2843,1	2841,9	1,2		
	0,778	5,454	1,684	2,751	0,389	0,771	0,504	5,701	1,983	Supercrítico	2839,21	2838,01	1,2		
											2839,21	2838,01	1,2		
21											2839,21	2838,01	1,2		1,7
											2839,21	2838,01	1,2		
	0,740	5,986	1,854	2,790	0,370	0,794	0,466	7,014	2,146	Supercrítico	2835	2833,8	1,2		
											2835	2833,8	1,2		
22											2835	2833,8	1,2		1,85
											2835	2833,8	1,2		
	0,452	5,339	1,790	2,487	0,294	0,630	0,466	6,906	2,147	Supercrítico	2830,75	2829,55	1,2		
											2830,75	2829,55	1,2		
23											2830,75	2829,55	1,2		1,85
											2830,75	2829,55	1,2		
	0,714	4,117	1,282	2,657	0,464	0,719	0,645	3,095	1,550	Supercrítico	2829,13	2827,93	1,2		
											2829,13	2827,93	1,2		

(4/6)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS			TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL	FACTOR DE	CAUDAL MÁXIMO	CAUDAL DE	CAUDAL CONEXIONES	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO					
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD m/s	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	CONCENTRACIÓN min	I mmH	FLUJUAL Qp (l/s)	MEDIO DIARIO QMD (l/s)	MAYORACIÓN N	HORARIO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	ERRADAS QCE (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	l o/o	n Manning	V m/s	Q l/s	L60V min	Q#Q	
24	SN	PZ 24																						
			83,497	1,110	19,164	4,791	18,001	68,765	915,138	9,327	1,43	13,338	0,958	1,916	16,212	931,350	650	4,95	0,011	6,021	1997,863	0,231	0,0081	
25	SN	PZ 25																						
			112,08	1,502	20,666	5,167	18,232	68,386	981,452	10,058	1,43	14,383	1,033	2,067	17,483	998,935	650	4,42	0,011	5,689	1887,838	0,328	0,0093	
26	SN	PZ 26																						
			125,886	1,748	22,415	5,604	18,560	67,860	1056,291	10,909	1,43	15,600	1,121	2,241	18,962	1075,253	650	2,94	0,011	4,641	1540,062	0,452	0,0123	
27	SN	PZ 27																						
			48,443	0,728	23,143	5,786	19,012	67,157	1079,313	11,263	1,43	16,107	1,157	2,314	19,578	1098,891	650	2,79	0,011	4,519	1499,607	0,179	0,0131	
28	SN	PZ 28																						
			57,65	0,829	23,972	5,993	19,191	66,886	1113,449	11,667	1,43	16,684	1,199	2,397	20,279	1133,729	710	2,43	0,011	4,474	1771,511	0,215	0,0114	
29	SN	PZ 29																						
			142,34	2,018	25,989	6,497	19,406	66,565	1201,380	12,649	1,43	18,088	1,299	2,599	21,986	1223,366	650	4,22	0,011	5,558	1844,329	0,427	0,0119	
30	SN	PZ 30																						
			100	1,319	27,309	6,827	19,833	65,941	1250,548	13,291	1,43	19,006	1,365	2,731	23,103	1273,651	710	2,60	0,011	4,630	1833,016	0,360	0,0126	
31	SN	PZ 31																						
			110,776	1,826	29,135	7,284	20,193	65,430	1323,808	14,180	1,43	20,277	1,457	2,913	24,647	1348,455	800	1,71	0,011	4,061	2041,292	0,455	0,0121	
		PZ 32																						

Continuación (4/6)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
TRAMO	Qd/Q	Vd/seño m/s	DATOS HIDRÁULICOS								COTAS		H POZO (m)	Isalo (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
			V mín m/s	V crítica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yc (m)	YYc m	Esf. cortante (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
24	0,466	5,806	1,942	2,584	0,303	0,681	0,445	8,038	2,247	Supercrítico	2829,13	2827,93	1,2		1,85
											2829,13	2827,93	1,2		
											2825	2823,8	1,2		
											2825	2823,8	1,2		
25	0,529	5,690	1,867	2,678	0,344	0,731	0,471	7,177	2,125	Supercrítico	2825	2823,8	1,2		1,85
											2825	2823,8	1,2		
											2820,05	2818,85	1,2		
											2820,05	2818,85	1,2		
26	0,698	5,082	1,592	2,828	0,454	0,815	0,557	4,776	1,797	Supercrítico	2820,05	2818,85	1,2		1,85
											2820,05	2818,85	1,2		
											2816,35	2815,15	1,2		
											2816,35	2815,15	1,2		
27	0,733	5,014	1,566	2,861	0,476	0,835	0,571	4,529	1,752	Supercrítico	2816,35	2815,15	1,2		1,85
											2816,35	2815,15	1,2		
											2815	2813,8	1,2		
											2815	2813,8	1,2		
28	0,640	4,767	1,516	2,770	0,454	0,782	0,581	4,310	1,721	Supercrítico	2815	2813,8	1,2		1,91
											2815	2813,8	1,2		
											2813,6	2812,4	1,2		
											2813,6	2812,4	1,2		
29	0,663	5,991	1,896	2,937	0,431	0,879	0,490	6,850	2,040	Supercrítico	2813,6	2812,4	1,2		1,85
											2813,6	2812,4	1,2		
											2807,6	2806,4	1,2		
											2807,6	2806,4	1,2		
30	0,695	5,062	1,595	2,904	0,493	0,860	0,574	4,615	1,743	Supercrítico	2807,6	2806,4	1,2		1,91
											2807,6	2806,4	1,2		
											2805	2803,8	1,2		
											2805	2803,8	1,2		
31	0,661	4,371	1,388	2,830	0,528	0,816	0,647	3,412	1,545	Supercrítico	2805	2803,8	1,2		2
											2805	2803,8	1,2		
											2803,11	2801,91	1,2		
											2803,11	2801,91	1,2		

(5/6)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS			TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL	FACTOR DE	CAUDAL MÁXIMO	CAUDAL DE	CAUDAL CONEXIONES	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA	TIEMPO DE FLUJO		
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mfs	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	CONCENTRACIÓN mm	I mmH	FLUJIAL Qp (l/s)	MEDIO DIARIO QMD (l/s)	MAYORACIÓN M	HIERARJO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	ERRADAS QCE (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	l o/o	n Manning	V m/s	Q l/s	L/80V min	Qe/Q
32	SN	PZ 32																					
		100,49	1,482	30,617	7,654	20,647	64,803	1377,813	14,901	1,43	21,308	1,531	3,062	25,901	1403,713	710	3,09	0,011	5,051	1999,854	0,332	0,0130	
33	SN	PZ 33																					
		117,01	1,469	32,086	8,021	20,979	64,358	1434,021	15,616	1,43	22,331	1,604	3,209	27,144	1461,165	710	2,69	0,011	4,711	1865,191	0,414	0,0146	
34	SN	PZ 34																					
		99,87	0,884	32,970	8,243	21,393	63,816	1461,143	16,046	1,43	22,946	1,649	3,297	27,892	1489,035	800	1,85	0,011	4,232	2126,990	0,393	0,0131	
35	SN	PZ 35																					
		100,13	0,689	33,659	8,415	21,786	63,315	1479,955	16,382	1,43	23,426	1,683	3,366	28,475	1508,430	710	2,86	0,011	4,853	1921,234	0,344	0,0148	
36	SN	PZ 36																					
		100	0,258	33,917	8,479	22,130	62,888	1481,235	16,507	1,43	23,605	1,696	3,392	28,693	1509,928	800	2,15	0,011	4,559	2291,482	0,366	0,0125	
37	SN	PZ 37																					
		100	0,264	34,181	8,545	22,496	62,443	1482,208	16,636	1,43	23,789	1,709	3,418	28,916	1511,124	800	2,28	0,011	4,695	2359,742	0,355	0,0123	
38	SN	PZ 38																					
		100	0,260	34,441	8,610	22,851	62,022	1483,394	16,762	1,43	23,970	1,722	3,444	29,136	1512,529	800	2,71	0,011	5,118	2572,657	0,326	0,0113	
39	SN	PZ 39																					
		87,09	0,240	34,681	8,670	23,176	61,643	1484,612	16,879	1,43	24,137	1,734	3,468	29,339	1513,951	1000	0,46	0,011	2,445	1920,303	0,594	0,0153	

Continuación (5/6)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	
DATOS HIDRÁULICOS											COTAS			H POZO (m)	Isalo (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	QdQ	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Verfisa m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	Yfyo m	Esf. cortante i (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
32	0,702	5,539	1,748	3,003	0,498	0,919	0,542	5,493	1,845	Supercrítico	2803,11	2801,91	1,2		1,91	
											2803,11	2801,91	1,2			
											2800	2798,8	1,2			
											2800	2798,8	1,2			
33	0,783	5,300	1,666	3,069	0,556	0,960	0,579	4,778	1,727	Supercrítico	2800	2798,8	1,2		1,91	
											2800	2798,8	1,2			
											2796,85	2795,65	1,2			
											2796,85	2795,65	1,2			
34	0,700	4,637	1,468	2,942	0,560	0,883	0,635	3,705	1,576	Supercrítico	2796,85	2795,65	1,2		2	
											2796,85	2795,65	1,2			
											2795	2793,8	1,2			
											2795	2793,8	1,2			
35	0,785	5,461	1,722	3,103	0,557	0,981	0,568	5,070	1,760	Supercrítico	2795	2793,8	1,2		1,91	
											2795	2793,8	1,2			
											2792,14	2790,94	1,2			
											2792,14	2790,94	1,2			
36	0,659	4,903	1,568	2,938	0,527	0,880	0,599	4,300	1,669	Supercrítico	2792,14	2790,94	1,2		2	
											2792,14	2790,94	1,2			
											2789,99	2788,79	1,2			
											2789,99	2788,79	1,2			
37	0,640	5,002	1,609	2,929	0,512	0,875	0,586	4,560	1,708	Supercrítico	2789,99	2788,79	1,2		2	
											2789,99	2788,79	1,2			
											2787,71	2786,51	1,2			
											2787,71	2786,51	1,2			
38	0,588	5,298	1,731	2,902	0,470	0,859	0,548	5,420	1,826	Supercrítico	2787,71	2786,51	1,2		2	
											2787,71	2786,51	1,2			
											2785	2783,8	1,2			
											2785	2783,8	1,2			
39	0,788	2,753	0,873	2,772	0,788	0,783	1,007	1,148	0,993	Supercrítico	2785	2783,8	1,2	0,4	2,2	
											2785	2783,8	1,2			
											2785	2783,4	1,6			
											2785	2783,4	1,6			

(6/6)

Barra de fórmulas																							
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO				ÁREAS			TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL	FACTOR DE	CAUDAL MÁXIMO	CAUDAL DE	CAUDAL CONEXIONES	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	CONCENTRACIÓN min	I mmH	FLUJUAL Qp (l/s)	MEDIO DIARIO QMD (l/s)	MAYORACCIÓN N M	HORARIO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	ERRADAS QCE (l/s)	SANITARIO QS (l/s)	COMBINADO Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	I o/oo	n Manning	V m/s	Q l/s	L80V min	QoIQ
40	SN	PZ 40																					
			100	0,329	35,010	8,752	23,770	60,973	1482,385	17,039	1,43	24,366	1,750	3,501	29,617	1512,002	710	4,09	0,011	5,807	2299,011	0,287	0,0129
		PZ 41																					
41	SN	PZ 41																					
			100	0,382	35,392	8,848	24,057	60,657	1490,818	17,225	1,43	24,632	1,770	3,539	29,941	1520,758	900	0,92	0,011	3,226	2052,097	0,517	0,0146
		PZ 42																					
42	SN	PZ 42																					
			65	0,258	35,650	8,913	24,574	60,102	1487,950	17,351	1,43	24,812	1,783	3,565	30,159	1518,110	900	0,80	0,011	3,008	1913,590	0,360	0,0158
		PZ 43																					
43	SN	PZ 43																					
			120	0,436	36,086	9,022	24,934	59,725	1496,686	17,563	1,43	25,115	1,804	3,609	30,528	1527,214	800	2,29	0,011	4,707	2365,772	0,425	0,0129
		PZ 44																					
44	SN	PZ 44																					
			79,8	0,275	36,361	9,090	25,359	59,290	1497,095	17,696	1,43	25,306	1,818	3,636	30,760	1527,855	1090	0,31	0,011	2,139	1995,705	0,622	0,0154
		PZ 45																					
45	SN	PZ 45																					
			101,61	0,331	36,692	9,173	25,981	58,672	1494,982	17,858	1,43	25,537	1,835	3,669	31,040	1526,023	1200	0,23	0,011	1,938	2192,146	0,874	0,0142
		PZ 46																					
46	SN	PZ 46																					
			120,06	0,360	37,052	9,263	26,854	57,838	1488,215	18,033	1,43	25,787	1,853	3,705	31,345	1519,560	800	1,98	0,011	4,377	2200,323	0,457	0,0142
		PZ 47																					
47	SN	PZ 47																					
			125,97	0,309	37,361	9,340	27,311	57,417	1489,699	18,183	1,43	26,002	1,868	3,736	31,606	1521,305	1090	0,29	0,011	2,043	1906,099	1,028	0,0166
		PZ 48																					
			4109,902				28,339																

Continuación (6/6)

B	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
DATOS HIDRÁULICOS											COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Yoficial m/s	Calado Y (m)	Y oficio Yo (m)	YYo m	Esf. cortante (kg/m2)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
40											2785	2783,4	1,6		1,91
											2785	2783,4	1,6		
	0,658	6,242	2,008	3,058	0,467	0,953	0,490	7,260	2,041	Supercrítico	2780,91	2779,31	1,6		
											2780,91	2779,31	1,6		
41											2780,91	2779,31	1,6		2,1
											2780,91	2779,31	1,6		
	0,741	3,588	1,141	2,863	0,667	0,836	0,798	2,070	1,253	Supercrítico	2779,99	2778,39	1,6		
											2779,99	2778,39	1,6		
42											2779,99	2778,39	1,6		2,1
											2779,99	2778,39	1,6		
	0,793	3,391	1,081	2,874	0,714	0,842	0,848	1,800	1,180	Supercrítico	2779,47	2777,87	1,6		
											2779,47	2777,87	1,6		
43											2779,47	2777,87	1,6		2
											2779,47	2777,87	1,6		
	0,646	5,028	1,628	2,942	0,516	0,883	0,585	4,583	1,709	Supercrítico	2776,72	2775,12	1,6		
											2776,72	2775,12	1,6		
44											2776,72	2775,12	1,6	0,2	2,29
											2776,72	2775,12	1,6		
	0,766	2,396	0,765	2,697	0,834	0,741	1,126	0,854	0,888	Subcrítico	2776,67	2774,87	1,8		
											2776,67	2774,87	1,8		
45											2776,67	2774,87	1,8	1	2,4
											2776,67	2774,87	1,8		
	0,696	2,121	0,682	2,590	0,835	0,684	1,221	0,679	0,819	Subcrítico	2777,44	2774,64	2,8		
											2777,44	2774,64	2,8		
46											2777,44	2774,64	2,8		2
											2777,44	2774,64	2,8		
	0,691	4,778	1,542	2,959	0,552	0,892	0,619	3,965	1,615	Supercrítico	2775,06	2772,26	2,8		
											2775,06	2772,26	2,8		
47											2775,06	2772,26	2,8	0,3	2,29
											2775,06	2772,26	2,8		
	0,798	2,305	0,742	2,699	0,870	0,743	1,171	0,779	0,854	Subcrítico	2775	2771,9	3,1		
											2775	2771,9	3,1		

Anexo 1.4 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del COLECTOR 4

(1/1)

B																									Z		AA		AB
																							REVISIÓN		CAPACIDAD	0,8	CAMBIAR		
																							VMÍN	0,6	OK				
																							VMÁX	7,5	OK				
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO				ÁREAS			TIEMPO DE LUNGENENTRALIZU	INTENSIDAD	CAUDAL PLUVIAL	CAUDAL MEDIO DIARIO	FACTOR DE MAYORACIÓN	CAUDAL MÁXIMO HORARIO	CAUDAL DE INFILTRACIÓ	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO		D					
TRAMO	CALLE	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A°C	N min	I mm/H	Qp (l/s)	QMD (l/s)	M	QMH (l/s)	QINF (l/s)	Qe (l/s)	Qs (l/s)	Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	I o/oo	n Manning	V m/s	Q l/s	L60V min	Qz/Q	Qd/Q	Vdizeño m/s	V min m/s			
1	SN	P21																											
			89,31	1,515	1,515	0,455	12	81,950	103,495	4,862	1,43	6,952	0,076	0,152	7,180	110,675	315	2,97	0,011	2,877	224,212	0,517	0,0320	0,494	2,818	1,240			
2	SN	P22																											
			89	1,507	3,022	0,907	12,517	80,468	202,666	9,696	1,43	13,865	0,151	0,302	14,318	216,984	400	2,14	0,011	2,863	359,829	0,520	0,0398	0,603	2,990	1,323			
3	SN	P23																											
			79,98	1,302	4,325	1,297	13,037	79,063	284,931	13,874	1,43	19,840	0,216	0,432	20,488	305,419	400	2,86	0,011	3,314	416,464	0,402	0,0492	0,733	3,677	1,649			
4	SN	P24																											
			84,05	1,263	5,588	1,676	13,440	78,030	363,362	17,927	1,43	25,635	0,279	0,559	26,474	389,836	400	5,00	0,011	4,378	550,182	0,320	0,0481	0,709	4,814	2,161			
5	SN	P25																											
			32,53	0,080	5,668	1,700	13,760	77,240	364,828	18,183	1,43	26,002	0,283	0,567	26,852	391,680	400	6,27	0,011	4,905	616,345	0,111	0,0436	0,635	5,213	2,338			
			375,23																										

Continuación (1/1)

B	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
DATOS HIDRÁULICOS								COTAS		H POZO (m)	Salo (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Verficio m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	YYo m	Esf. cortante τ (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
1								2807,48	2806,28	1,2		1,515
								2807,48	2806,28	1,2		
	1,626	0,155	0,269	0,577	2,337	1,733	Supercrítico					
								2804,83	2803,63	1,2		
								2804,83	2803,63	1,2		
2								2804,83	2803,63	1,2		1,6
								2804,83	2803,63	1,2		
	1,920	0,241	0,376	0,642	2,137	1,557	Supercrítico					
								2802,92	2801,72	1,2		
								2802,92	2801,72	1,2		
3								2802,92	2801,72	1,2		1,6
								2802,92	2801,72	1,2		
	2,195	0,293	0,491	0,597	2,863	1,675	Supercrítico					
								2800,63	2799,43	1,2		
								2800,63	2799,43	1,2		
4								2800,63	2799,43	1,2		1,6
								2800,63	2799,43	1,2		
	2,374	0,283	0,575	0,493	4,997	2,028	Supercrítico					
								2796,43	2795,23	1,2		
								2796,43	2795,23	1,2		
5								2796,43	2795,23	1,2		1,6
								2796,43	2795,23	1,2		
	2,351	0,254	0,564	0,451	6,271	2,217	Supercrítico					
								2794,39	2793,19	1,2		
								2794,39	2793,19	1,2		

Anexo 1.5 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del EMISARIO 1

(1/5)

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO										ÁREAS										CARACTERÍSTICAS FÍSICAS										TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstico PARCIAL	Doméstico ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	Institucional PARCIAL	Institucional ACUMULADA	A°C	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN min	INTENSIDAD I mm/H	CAUDAL PLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qc=Qs+Qp (l/s)	D mm	I otoc	n Manning	V m/s	Q l/s	Lt80V min							
1	PZ - 23																															
	P - 1	166,98	3,270	3,270	0	0	0	0	1,047	18,936	67,275	3095,687	0,527	1,67	0,880	0,164	0,327	27,990	3123,677	1200	1,20	0,011	4,459	5042,624	0,624							
2	P - 1																															
	P - 2	115,81	0,563	3,833	0	0	0	0	1,227	19,560	66,338	3126,160	0,617	1,67	1,031	0,192	0,383	28,226	3154,385	1000	2,37	0,011	5,559	4366,336	0,347							
3	P - 2																															
	P - 3	99,95	0	3,833	0	0	0	0	1,230	19,907	65,835	3125,031	0,617	1,67	1,031	0,192	0,383	28,226	3153,257	1200	0,79	0,011	3,622	4096,340	0,460							
4	P - 3																															
	P - 4	99,29	0	3,833	0	0	0	0	1,233	20,367	65,188	3123,399	0,617	1,67	1,031	0,192	0,383	28,226	3151,625	900	4,13	0,011	6,834	4347,535	0,242							
5	P - 4																															
	P - 5	148,13	0	3,833	0	0	0	0	1,236	20,609	64,855	3122,837	0,617	1,67	1,031	0,192	0,383	28,226	3151,062	1000	2,71	0,011	5,936	4662,024	0,416							
6	P - 5																															
	P - 6	129	0	3,833	0	0	0	0	1,240	21,025	64,297	3121,491	0,617	1,67	1,031	0,192	0,383	28,226	3149,717	1090	1,45	0,011	4,601	4292,930	0,467							
7	P - 6																															
	P - 7	129	0	3,833	0	0	0	0	1,243	21,492	63,688	3119,962	0,617	1,67	1,031	0,192	0,383	28,226	3148,188	900	3,88	0,011	6,621	4212,055	0,325							

Continuación (1/5)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ
		REVISIÓN														
		CAPACIDAD	0,8	CAMBIAR												
		VMÍN	0,6	OK												
		VMÁX	7,5	OK												
DE:		DATOS HIDRÁULICOS										COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qz/Q	Qd/Q	Vdiseño m/s	V mín m/s	Vorífica m/s	Calado Y (m)	Y orificio Ye (m)	Yfyc m	Esf. cortante i (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
1	0,0056	0,619	4,698	1,381	3,248	0,743	1,075	0,691	3,593	1,447	Supercrítico	2930,12	2928,72	1,4		2,4
												2930,12	2928,72	1,4		
												2928,12	2926,72	1,4		
												2928,12	2926,72	1,4		
2	0,0065	0,722	6,145	1,748	3,518	0,722	1,262	0,573	5,936	1,747	Supercrítico	2928,12	2926,72	1,4		2,2
												2928,12	2926,72	1,4		
												2925,37	2923,97	1,4		
												2925,37	2923,97	1,4		
3	0,0069	0,770	4,062	1,146	3,326	0,924	1,128	0,819	2,371	1,221	Supercrítico	2925,37	2923,97	1,4	0,4	2,4
												2925,37	2923,97	1,4		
												2924,98	2923,18	1,8		
												2924,98	2923,18	1,8		
4	0,0065	0,725	7,561	2,149	3,644	0,652	1,354	0,482	9,291	2,075	Supercrítico	2924,98	2923,18	1,8		2,1
												2924,98	2923,18	1,8		
												2920,88	2919,08	1,8		
												2920,88	2919,08	1,8		
5	0,0061	0,676	6,436	1,854	3,495	0,676	1,245	0,543	6,768	1,842	Supercrítico	2920,88	2919,08	1,8		2,2
												2920,88	2919,08	1,8		
												2916,87	2915,07	1,8		
												2916,87	2915,07	1,8		
6	0,0066	0,734	5,105	1,449	3,422	0,800	1,193	0,670	3,950	1,492	Supercrítico	2916,87	2915,07	1,8		2,29
												2916,87	2915,07	1,8		
												2915	2913,2	1,8		
												2915	2913,2	1,8		
7	0,0067	0,747	7,380	2,089	3,652	0,673	1,359	0,495	8,721	2,021	Supercrítico	2915	2913,2	1,8		2,1
												2915	2913,2	1,8		
												2910	2908,2	1,8		
												2910	2908,2	1,8		

(2/5)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO										TIEMPO DE CONCENTRACIÓN min	INTENSIDAD I mmH	CAUDAL FLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN N M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qc=Qs+Qp (l/s)	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO L88V min	
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstica P ARCIAL	Doméstica ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	Institucional PARCIAL	Institucional ACUMULADA	A°C											D	I	n	Manning	V		Q
8	P - 7																									
		129,37	0	3,833	0	0	0	0	0	1,246	21,817	63,276	3119,103	0,617	1,67	1,031	0,192	0,383	28,226	3147,328	1000	3,38	0,011	6,631	5207,722	0,325
9	P - 8																									
		101,89	2,245	6,079	0	0	0	0	0	1,964	22,142	62,87	3243,185	0,979	1,67	1,635	0,304	0,608	29,166	3272,351	1200	0,81	0,011	3,677	4158,600	0,462
10	P - 9																									
		86,12	1,875	7,954	0	0	0	0	0	2,564	22,604	62,314	3343,986	1,281	1,67	2,139	0,398	0,795	29,952	3373,938	1000	3,03	0,011	6,281	4932,784	0,229
11	P - 10																									
		137,35	0	7,954	2,909	2,909	0	0	0	3,495	22,833	62,043	3502,490	3,608	1,67	6,026	0,543	1,086	34,275	3536,765	1090	4,43	0,011	8,046	7507,964	0,285
12	P - 11																									
		110,82	2,161	10,114	0	2,909	0	0	0	4,187	23,117	61,712	3617,798	3,956	1,67	6,607	0,651	1,302	35,180	3652,977	1090	3,84	0,011	7,483	6982,537	0,247
13	P - 12																									
		124,91	2,343	12,457	0	2,909	0	0	0	4,936	23,364	61,429	3742,443	4,333	1,67	7,237	0,768	1,537	36,161	3778,605	1200	1,64	0,011	5,219	5902,720	0,399
14	P - 13																									
		102,88	0	12,457	0	2,909	0,922	0,922	5,231	5,231	23,763	60,981	3786,265	4,702	1,67	7,853	0,814	1,629	36,915	3823,181	1090	3,70	0,011	7,353	6861,592	0,233
15	P - 14																									
		98,37	0	12,457	0	2,909	1,419	2,341	5,685	5,685	23,996	60,724	3859,117	5,270	1,67	8,800	0,885	1,771	38,076	3897,193	1200	1,21	0,011	4,481	5067,760	0,366
16	P - 15																									
		99,98	0	12,457	0	2,909	1,254	3,595	6,087	6,087	24,362	60,327	3920,103	5,771	1,67	9,638	0,948	1,896	39,102	3959,205	1000	3,31	0,011	6,564	5155,625	0,254
16	P - 16																									

Continuación (2/5)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	
DATOS HIDRÁULICOS												COTAS			H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qe/Q	Qd/Q	Vdiseño m/s	V mín m/s	Verfíca m/s	Calado Y (m)	Y orificio Yo (m)	YYo m	Esf. cortante (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
8	0,0054	0,604	6,928	2,050	3,450	0,604	1,214	0,498	8,445	2,008	Supercrítico	2910	2908,2	1,8		2,2	
												2910	2908,2	1,8			
												2905,63	2903,83	1,8			
												2905,63	2903,83	1,8			
9	0,0070	0,787	4,140	1,166	3,372	0,944	1,159	0,815	2,444	1,228	Supercrítico	2905,63	2903,83	1,8	0,2	2,4	
												2905,63	2903,83	1,8			
												2905	2903	2			
												2905	2903	2			
10	0,0061	0,684	6,835	1,962	3,579	0,684	1,306	0,524	7,577	1,910	Supercrítico	2905	2903	2		2,2	
												2905	2903	2			
												2902,39	2900,39	2			
												2902,39	2900,39	2			
11	0,0046	0,471	7,780	2,452	3,397	0,513	1,176	0,437	12,082	2,291	Supercrítico	2902,39	2900,39	2		2,29	
												2902,39	2900,39	2			
												2896,3	2894,3	2			
												2896,3	2894,3	2			
12	0,0050	0,523	7,457	2,299	3,468	0,570	1,226	0,465	10,451	2,150	Supercrítico	2896,3	2894,3	2		2,29	
												2896,3	2894,3	2			
												2892,05	2890,05	2			
												2892,05	2890,05	2			
13	0,0061	0,640	5,560	1,632	3,473	0,768	1,230	0,625	4,924	1,601	Supercrítico	2892,05	2890,05	2		2,4	
												2892,05	2890,05	2			
												2890	2888	2			
												2890	2888	2			
14	0,0054	0,557	7,477	2,272	3,545	0,607	1,281	0,474	10,092	2,109	Supercrítico	2890	2888	2		2,29	
												2890	2888	2			
												2886,19	2884,19	2			
												2886,19	2884,19	2			
15	0,0075	0,769	5,024	1,432	3,570	0,923	1,299	0,710	3,629	1,408	Supercrítico	2886,19	2884,19	2		2,4	
												2886,19	2884,19	2			
												2885	2883	2			
												2885	2883	2			
16	0,0076	0,768	7,358	2,100	3,813	0,768	1,482	0,518	8,277	1,930	Supercrítico	2885	2883	2		2,2	
												2885	2883	2			
												2881,69	2879,69	2			
												2881,69	2879,69	2			

(3/5)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO										TIEMPO DE CONCENTRACIÓN min	INTENSIDAD I mm/H	CAUDAL PLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qc=Qs+Qp (l/s)	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO L/89V min	
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstica PARCIAL	Doméstica ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	Institucional PARCIAL	Institucional ACUMULADA	A°C											D	I	n	mm	ofooo		Manning
17	P - 16																									
		99,44	1,236	13,693	0	2,909	0	3,595	6,482	24,616	60,057	3981,512	5,970	1,67	9,970	1,010	2,020	39,620	4021,132	1200	1,70	0,011	5,311	6006,710	0,312	
18	P - 17																									
		71,67	0,930	14,624	0	2,909	0	3,595	6,780	24,928	59,731	4025,036	6,120	1,67	10,221	1,056	2,113	40,009	4065,046	1200	4,05	0,011	8,195	9268,387	0,146	
19	P - 18																									
		139,15	1,749	16,373	0	2,909	0	3,595	7,340	25,073	59,581	4114,836	6,402	1,67	10,691	1,144	2,288	40,742	4155,578	1200	1,51	0,011	5,005	5660,332	0,463	
20	P - 19																									
		119,25	0,817	17,190	0	2,909	0	3,595	7,601	25,537	59,110	4148,183	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4189,267	1200	4,19	0,011	8,342	9434,734	0,238	
21	P - 20																									
		107,13	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,604	25,775	58,873	4143,702	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4184,787	1200	4,67	0,011	8,801	9954,130	0,203	
22	P - 21																									
		154,08	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,608	25,978	58,674	4140,013	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4181,098	1090	3,25	0,011	6,883	6423,027	0,373	
23	P - 22																									
		144,8	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,611	26,351	58,313	4132,907	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4173,991	1000	3,45	0,011	6,704	5265,318	0,360	
24	P - 23																									
		135,29	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,614	26,711	57,972	4126,207	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4167,292	1090	3,23	0,011	6,867	6408,195	0,328	
25	P - 24																									
		132,67	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,617	27,039	57,666	4120,257	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4161,341	1090	3,15	0,011	6,782	6328,920	0,326	

Continuación (3/5)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR
DE:																	
DATOS HIDRÁULICOS													COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qs/Q	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Verficia m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yc (m)	Y/Yc m	Esf. contante i (kg/m2)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
17	0,0066	0,669	5,741	1,673	3,563	0,803	1,294	0,621	5,099	1,611	Supercrítico	2881,69	2879,69	2		2,4	
												2881,69	2879,69	2			
												2880	2878	2			
												2880	2878	2			
18	0,0043	0,439	7,783	2,487	3,425	0,526	1,196	0,440	12,139	2,272	Supercrítico	2880	2878	2		2,4	
												2880	2878	2			
												2877,1	2875,1	2			
												2877,1	2875,1	2			
19	0,0072	0,734	5,555	1,592	3,634	0,881	1,347	0,654	4,527	1,528	Supercrítico	2877,1	2875,1	2		2,4	
												2877,1	2875,1	2			
												2875	2873	2			
												2875	2873	2			
20	0,0044	0,444	7,947	2,534	3,463	0,533	1,223	0,436	12,579	2,295	Supercrítico	2875	2873	2		2,4	
												2875	2873	2			
												2870	2868	2			
												2870	2868	2			
21	0,0041	0,420	8,278	2,663	3,447	0,504	1,211	0,416	14,002	2,401	Supercrítico	2870	2868	2		2,4	
												2870	2868	2			
												2865	2863	2			
												2865	2863	2			
22	0,0064	0,651	7,374	2,162	3,716	0,710	1,408	0,504	8,843	1,984	Supercrítico	2865	2863	2		2,29	
												2865	2863	2			
												2860	2858	2			
												2860	2858	2			
23	0,0078	0,793	7,556	2,152	3,888	0,793	1,541	0,515	8,633	1,944	Supercrítico	2860	2858	2		2,2	
												2860	2858	2			
												2855	2853	2			
												2855	2853	2			
24	0,0064	0,650	7,355	2,157	3,712	0,709	1,404	0,505	8,802	1,981	Supercrítico	2855	2853	2		2,29	
												2855	2853	2			
												2850,63	2848,63	2			
												2850,63	2848,63	2			
25	0,0065	0,658	7,290	2,133	3,715	0,717	1,407	0,510	8,586	1,963	Supercrítico	2850,63	2848,63	2		2,29	
												2850,63	2848,63	2			
												2846,45	2844,45	2			
												2846,45	2844,45	2			

Pozo disipación

(4/5)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS							TIEMPO DE CONCENTRACIÓN min	INTENSIDAD I mmH	CAUDAL PLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qc=Qs+Qp (l/s)	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO L80V min	
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstica PARCIAL	Doméstica ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	Institucional PARCIAL	Institucional ACUMULADA	A°C											D mm	I coef	n Manning	V m/s	Q l/s		
26	P - 25																									
		133,84	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,620	27,365	57,368	4114,457	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4155,542	1200	1,85	0,011	5,546	6272,010	0,402	
27	P - 26																									
		105,09	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,624	27,768	57,007	4107,323	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4148,407	1090	2,83	0,011	6,424	5994,119	0,273	
28	P - 27																									
		108,11	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,627	28,040	56,767	4102,735	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4143,819	1200	1,65	0,011	5,228	5912,225	0,345	
29	P - 28																									
		132,61	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,630	28,385	56,468	4096,897	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4137,982	1090	2,17	0,011	5,631	5254,555	0,392	
30	P - 29																									
		136,46	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,633	28,777	56,133	4090,308	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4131,392	1090	2,92	0,011	6,534	6096,936	0,348	
31	P - 30																									
		122,22	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,636	29,126	55,842	4084,629	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4125,714	1200	1,92	0,011	5,649	6389,055	0,361	
32	P - 31																									
		134,73	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,640	29,486	55,545	4078,835	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4119,919	1200	3,71	0,011	7,848	8876,192	0,286	
33	P - 32																									
		102,05	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,643	29,772	55,314	4074,413	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4115,497	1090	4,90	0,011	8,458	7892,350	0,201	
34	P - 33																									
		95,45	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,646	29,973	55,153	4071,488	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4112,573	1090	5,24	0,011	8,745	8160,653	0,182	
	P - 34																									

Continuación (4/5)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	
DATOS HIDRÁULICOS													COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO	
TRAMO	Qd/Q	Qd/Q	Ydiseño m/s	V mín m/s	V crítica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	YVc m	Esf. cortante τ (kg/m2)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm					
26												2846,45	2844,45	2	2,4			
												2846,45	2844,45	2				
	0,0066	0,663	5,975	1,746	3,599	0,795	1,320	0,602	5,559	1,660	Supercrítico							
												2843,97	2841,97	2				
27												2843,97	2841,97	2	2,29			
												2843,97	2841,97	2				
	0,0069	0,692	7,016	2,032	3,731	0,754	1,419	0,532	7,701	1,881	Supercrítico							
												2841	2839	2				
28												2841	2839	2	2,4			
												2841	2839	2				
	0,0069	0,701	5,730	1,656	3,616	0,841	1,333	0,631	4,939	1,585	Supercrítico							
												2839,22	2837,22	2				
29												2839,22	2837,22	2	2,29			
												2839,22	2837,22	2				
	0,0078	0,788	6,340	1,808	3,765	0,858	1,445	0,594	5,918	1,684	Supercrítico							
												2836,34	2834,34	2				
30												2836,34	2834,34	2	2,29			
												2836,34	2834,34	2				
	0,0067	0,678	7,090	2,063	3,717	0,739	1,409	0,524	7,968	1,907	Supercrítico							
												2832,35	2830,35	2				
31												2832,35	2830,35	2	2,4			
												2832,35	2830,35	2				
	0,0064	0,646	6,036	1,775	3,580	0,775	1,306	0,593	5,768	1,686	Supercrítico							
												2830	2828	2				
32												2830	2828	2	2,4			
												2830	2828	2				
	0,0046	0,464	7,560	2,395	3,457	0,557	1,218	0,457	11,133	2,187	Supercrítico							
												2825	2823	2				
33												2825	2823	2	2,29	Pozo disipación		
												2825	2823	2				
	0,0052	0,521	8,420	2,605	3,608	0,568	1,327	0,428	13,351	2,334	Supercrítico							
												2820	2818	2				
34												2820	2818	2	2,29	Pozo disipación		
												2820	2818	2				
	0,0050	0,504	8,618	2,686	3,594	0,549	1,317	0,417	14,274	2,398	Supercrítico							
												2815	2813	2				

(5/5)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS							TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	INTENSIDAD	CAUDAL PLUVIAL	CAUDAL MEDIO DIARIO	FACTOR DE MAYORACIÓN	CAUDAL MÁXIMO HORARIO	CAUDAL DE INFILTRACIÓN	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	Doméstica PARCIAL	Doméstica ACUMULADA	Industrial PARCIAL	Industrial ACUMULADA	Institucional PARCIAL	Institucional ACUMULADA	A°C	min	I mmH	Qp (l/s)	QMD (l/s)	N M	QMH (l/s)	QINF (l/s)	QCE (l/s)	Qs (l/s)	Q=Qs+Qp (l/s)	D mm	I otoo	n Manning	V m/s	Q l/s	Lt90V min	
35	P - 34																									
		97,26	0	17,190	0	2,909	0	3,595	7,649	30,155	53,123	4028,843	6,533	1,67	10,911	1,185	2,369	41,084	4069,928	1090	5,14	0,011	8,664	8084,362	0,187	
	P - 35																									
		4151,15								30,342																

Continuación (5/5)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR
DE:																	
DATOS HIDRÁULICOS												COTAS			H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Qs/Q	Qd/Q	Vdiseño m/s	V mín m/s	Vortfoca m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yc (m)	Y/Yc m	Esf. cortante τ (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm				
35												2815	2813	2		2,29	Pozo disipación
	0,0051	0,503	8,535	2,663	3,582	0,549	1,308	0,420	14,009	2,383	Supercrítico	2815	2813	2			
												2810	2808	2			
												2810	2808	2			

Anexo 1.6 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del EMISARIO 2

(1/3)

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	INTENSIDAD	CAUDAL FLUJAL	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	DATOS HIDRÁULICOS										
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A/C	min	l mmH	Qp (l/s)	Qs (l/s)	Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	I o/oo	n Manning	V m/s	Q l/s	LtR0V min	Qs/Q	Qd/Q	Vdseño m/s	V min m/s	Vorticea m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	Yf/m	Froude Fr	Tipo de flujo
1	PZ-31																									
		130,63	0,010	0,010	0,001	24,467	60,215	991,522	28,853	1020,375	650	3,83	0,011	5,296	1757,477	0,411	0,0164	0,581	5,459	1,919	2,724	0,377	0,756	0,499	2,004	Supercrítico
	P-1																									
2	P-1																									
		100,4	0,010	0,020	0,002	24,878	59,783	991,704	28,853	1020,557	650	3,83	0,011	5,301	1759,096	0,316	0,0164	0,580	5,463	1,921	2,724	0,377	0,756	0,499	2,006	Supercrítico
3	P-2																									
		87,09	0,010	0,030	0,003	25,194	59,457	991,884	28,853	1020,736	710	1,32	0,011	3,299	1306,304	0,440	0,0221	0,781	3,710	1,281	2,723	0,555	0,756	0,734	1,362	Supercrítico
4	P-3																									
		73,13	0,010	0,040	0,004	25,634	59,014	992,060	28,853	1020,913	650	6,26	0,011	6,775	2248,077	0,180	0,0128	0,454	6,489	2,341	2,659	0,295	0,721	0,410	2,441	Supercrítico
5	P-4																									
		91,88	0,010	0,050	0,006	25,814	58,836	992,237	28,853	1021,090	900	0,46	0,011	2,274	1446,499	0,673	0,0199	0,706	2,498	0,861	2,497	0,635	0,635	1,000	1,000	Subcrítico
6	P-5																									
		101,06	0,010	0,060	0,007	26,487	58,184	992,405	28,853	1021,258	650	4,43	0,011	5,700	1891,366	0,296	0,0153	0,540	5,737	2,035	2,703	0,351	0,745	0,471	2,122	Supercrítico
7	P-6																									
		93,04	0,010	0,070	0,008	26,783	57,905	992,577	28,853	1021,430	900	0,56	0,011	2,514	1599,450	0,617	0,0180	0,639	2,676	0,930	2,471	0,575	0,622	0,923	1,083	Supercrítico
	P-7																									

Continuación (1/3)

B	AC	AD	AE	AF	AG
DESCRIPCIÓN					
COTAS					
TRAMO	TERRENO máxim	PROYECTO máxim	H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
1	2865	2862,9	2,1		1,85
	2865	2862,9	2,1		
	2860	2857,9	2,1		
	2860	2857,9	2,1		
2	2860	2857,9	2,1		1,85
	2860	2857,9	2,1		
	2856,15	2854,05	2,1		
	2856,15	2854,05	2,1		
3	2856,15	2854,05	2,1		1,91
	2856,15	2854,05	2,1		
	2855	2852,9	2,1		
	2855	2852,9	2,1		
4	2855	2852,9	2,1		1,85
	2855	2852,9	2,1		
	2850,42	2848,32	2,1		
	2850,42	2848,32	2,1		
5	2850,42	2848,32	2,1		2,1
	2850,42	2848,32	2,1		
	2850	2847,9	2,1		
	2850	2847,9	2,1		
6	2850	2847,9	2,1		1,85
	2850	2847,9	2,1		
	2845,52	2843,42	2,1		
	2845,52	2843,42	2,1		
7	2845,52	2843,42	2,1		2,1
	2845,52	2843,42	2,1		
	2845	2842,9	2,1		
	2845	2842,9	2,1		

(2/3)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS			TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	DATOS HIDRÁULICOS											
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A/C	CONCENTRACIÓN min	I mm/H	FLUVIAL Qp (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	I ‰	n Manning	V m/s	Q l/s	L/60V min	Qd/Q	Qd/Q	Vdiseño m/s	V min m/s	Verifica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	Yf Yo m	Froude Fr	Tipo de flujo	
8	P-7																										
		138,11	0,010	0,080	0,009	27,399	57,337	992,740	28,853	1021,593	650	5,20	0,011	6,172	2048,216	0,373	0,0141	0,499	6,064	2,170	2,682	0,324	0,733	0,442	2,261	Supercrítico	
9	P-8																										
		123,02	0,010	0,090	0,010	27,772	57,00	992,906	28,853	1021,759	650	2,24	0,011	4,055	1345,528	0,506	0,0214	0,759	4,535	1,563	2,800	0,494	0,799	0,617	1,620	Supercrítico	
10	P-9																										
		117,84	0,010	0,100	0,011	28,278	56,560	993,067	28,853	1021,920	650	4,20	0,011	5,548	1841,121	0,354	0,0157	0,555	5,634	1,992	2,712	0,361	0,750	0,481	2,078	Supercrítico	
11	P-10																										
		125,75	0,010	0,110	0,012	28,632	56,256	993,229	28,853	1022,082	1200	0,09	0,011	1,205	1362,750	1,739	0,0212	0,750	1,344	0,463	2,281	0,900	0,530	1,697	0,589	Subcrítico	
12	P-11																										
		111,08	0,010	0,120	0,013	30,371	52,867	993,277	28,853	1022,130	650	4,34	0,011	5,639	1871,250	0,328	0,0154	0,546	5,697	2,017	2,707	0,355	0,747	0,475	2,104	Supercrítico	
13	P-12																										
		103,06	0,010	0,130	0,014	30,700	52,483	993,423	28,853	1022,276	650	4,52	0,011	5,756	1910,179	0,298	0,0151	0,535	5,777	2,051	2,701	0,348	0,744	0,468	2,139	Supercrítico	
14	P-13																										
		104,66	0,010	0,140	0,015	30,998	52,141	993,569	28,853	1022,422	900	0,50	0,011	2,371	1508,048	0,736	0,0191	0,678	2,573	0,889	2,488	0,610	0,631	0,967	1,034	Supercrítico	
15	P-14																										
		125,98	0,010	0,150	0,017	31,734	51,319	993,691	28,853	1022,544	650	3,97	0,011	5,393	1789,618	0,389	0,0161	0,571	5,529	1,947	2,721	0,371	0,755	0,492	2,032	Supercrítico	
16	P-15																										
		119,79	0,010	0,160	0,018	32,123	50,897	993,827	28,853	1022,680	650	3,06	0,011	4,738	1572,349	0,421	0,0184	0,650	5,075	1,760	2,761	0,423	0,777	0,544	1,838	Supercrítico	
	P-16																										

Continuación (2/3)

B	AC	AD	AE	AF	AG
DESCR	COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
8	2845	2842,9	2,1		1,85
	2845	2842,9	2,1		
	2837,82	2835,72	2,1		
	2837,82	2835,72	2,1		
9	2837,82	2835,72	2,1		1,85
	2837,82	2835,72	2,1		
	2835,06	2832,96	2,1		
	2835,06	2832,96	2,1		
10	2835,06	2832,96	2,1		1,85
	2835,06	2832,96	2,1		
	2830,11	2828,01	2,1		
	2830,11	2828,01	2,1		
11	2830,11	2828,01	2,1		2,4
	2830,11	2828,01	2,1		
	2830	2827,9	2,1		
	2830	2827,9	2,1		
12	2830	2827,9	2,1		1,85
	2830	2827,9	2,1		
	2825,18	2823,08	2,1		
	2825,18	2823,08	2,1		
13	2825,18	2823,08	2,1		1,85
	2825,18	2823,08	2,1		
	2820,52	2818,42	2,1		
	2820,52	2818,42	2,1		
14	2820,52	2818,42	2,1		2,1
	2820,52	2818,42	2,1		
	2820	2817,9	2,1		
	2820	2817,9	2,1		
15	2820	2817,9	2,1		1,85
	2820	2817,9	2,1		
	2815	2812,9	2,1		
	2815	2812,9	2,1		
16	2815	2812,9	2,1		1,85
	2815	2812,9	2,1		
	2811,33	2809,23	2,1		
	2811,33	2809,23	2,1		

(3/3)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO			ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	INTENSIDAD	CAUDAL FLUJIAL	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	DATOS HIDRÁULICOS										
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A'C	min	I mm/H	Qp (l/s)	Qs (l/s)	Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	I c/100	n Manning	Y m/s	Q l/s	L80V min	QsAQ	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y mín m/s	Yorítica m/s	Calado Y (m)	Y orítico Yo (m)	YYo m	Froude Fr	Tipo de flujo	
17	P-16																										
		124,67	0,010	0,170	0,019	32,544	50,450	993,959	28,853	1022,812	800	1,07	0,011	3,211	1614,143	0,647	0,0179	0,634	3,410	1,185	2,569	0,507	0,673	0,753	1,327	Supercrítico	
	P-35																										
		1871,19				33,191																					

Continuación (3/3)

B	AC	AD	AE	AF	AG
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO	COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
17	2811,33	2809,23	2,1		2
	2811,33	2809,23	2,1		
	2810	2807,9	2,1		
	2810	2807,9	2,1		

Anexo 1.7 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del EMISARIO 3

(1/4)

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS				TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	INTENSIDAD	CAUDAL PLUVIAL	CAUDAL MEDIO DIARIO	FACTOR DE MAYORACIÓN	CAUDAL MÁXIMO HORARIO	CAUDAL DE INFILTRACIÓN	CAUDAL CONEXIONES ERRADAS	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO				
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	A/C	min	I mm/H	Qp (l/s)	QMD (l/s)	M	QMH (l/s)	QINF (l/s)	QCE (l/s)	Qs (l/s)	Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	l coloo	n Manning	V m/s	Q l/s	L/60V min	Qr/Q	Qd/Q	Vdiseño m/s	V min m/s
1	PA - 2																								
	P 1	70,17	0	0	0,003	33,638	49,333	0,549	0	1,43	0	0	0	69,937	70,486	500	0,07	0,011	0,607	119,120	1,928	0,5871	0,592	0,629	0,628
2	P 1																								
	P 2	41,99	0	0	0,006	35,566	47,506	0,930	0	1,43	0	0	0	69,937	70,867	400	0,26	0,011	1,002	125,972	0,698	0,5552	0,563	1,022	1,018
3	P 2																								
	P 3	42,40	0,113	0,113	0,040	36,264	46,885	5,335	0,382	1,43	0,546	0,006	0,011	70,500	75,836	500	0,09	0,011	0,698	137,064	1,012	0,5144	0,553	0,708	0,692
4	P 3																								
	P 4	48,11	0,231	0,344	0,109	37,277	46,019	14,108	1,163	1,43	1,663	0,017	0,034	71,652	85,760	315	2,35	0,011	2,560	199,483	0,313	0,3592	0,430	2,420	2,333
5	P 4																								
	P 5	29,37	0,265	0,610	0,189	37,590	45,759	24,145	2,059	1,43	2,944	0,030	0,061	72,973	97,118	315	13,82	0,011	6,210	483,945	0,079	0,1508	0,201	5,040	4,648
6	P 5																								
	P 6	31,76	0,335	0,945	0,289	37,669	45,694	36,867	3,190	1,43	4,562	0,047	0,094	74,641	111,508	500	0,22	0,011	1,067	209,501	0,496	0,3563	0,532	1,069	0,971
7	P 6																								
	P 7	39,29	0,445	1,389	0,423	38,165	45,291	53,331	4,692	1,43	6,710	0,069	0,139	76,856	130,187	400	1,22	0,011	2,165	272,038	0,302	0,2825	0,479	2,102	1,890

Continuación (1/4)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM
DESÍGNOTOS HIDRÁULICOS												
TRAMO	DESÍGNOTOS HIDRÁULICOS							COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
	Vorticica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yo (m)	YYo m	Esf. cortante τ (kg/m ²)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERREÑO msnm	PROYECTO msnm			
1								2805,04	2802,94	2,1	0,4	1,7
							2805,04	2802,94	2,1			
	1,222	0,296	0,152	1,942	0,089	0,515	Subcrítico	2805,39	2802,89	2,5		
								2805,39	2802,89	2,5		
2								2805,39	2802,89	2,5	0,1	1,6
								2805,39	2802,89	2,5		
	1,312	0,225	0,175	1,283	0,262	0,779	Subcrítico	2805,38	2802,78	2,6		
								2805,38	2802,78	2,6		
3								2805,38	2802,78	2,6	0,4	1,7
								2805,38	2802,78	2,6		
	1,243	0,277	0,158	1,756	0,118	0,570	Subcrítico	2805,74	2802,74	3		
								2805,74	2802,74	3		
4								2805,74	2802,74	3		1,515
								2805,74	2802,74	3		
	1,476	0,135	0,222	0,610	1,850	1,640	Supercrítico	2804,61	2801,61	3		
								2804,61	2801,61	3		
5								2804,61	2801,61	3		1,515
								2804,61	2801,61	3		
	1,462	0,063	0,218	0,290	10,886	3,447	Supercrítico	2800,55	2797,55	3		
								2800,55	2797,55	3		
6								2800,55	2797,55	3		1,7
								2800,55	2797,55	3		
	1,408	0,266	0,202	1,317	0,276	0,759	Subcrítico	2800,48	2797,48	3		
								2800,48	2797,48	3		
7								2800,48	2797,48	3		1,6
								2800,48	2797,48	3		
	1,580	0,191	0,255	0,752	1,222	1,330	Supercrítico	2800	2797	3		
								2800	2797	3		

(2/4)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACIÓN min	INTENSIDAD I mm/H	CAUDAL PLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CAUDAL CONEXIONES EFRAJAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qd+Qs+Qp (l/s)	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO		Qe/Q	Qd/Q	Vdsefo m/s	V min m/s	
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA											A°C	D	l	n	Y	Q	U60V min					Qe/Q
8	P 7																									
		109,97	0,690	2,079	0,630	38,467	45,050	78,939	7,022	1,43	10,041	0,104	0,208	80,290	159,229	710	0,05	0,011	0,612	242,397	2,994	0,3312	0,657	0,658	0,550	
9	P 8																									
		89,00	0,369	2,448	0,740	41,461	42,821	88,202	8,268	1,43	11,823	0,122	0,245	82,127	170,329	710	0,04	0,011	0,609	240,999	2,437	0,3408	0,707	0,669	0,550	
10	P 9																									
		90,36	0,339	2,786	0,842	43,898	41,197	96,484	9,411	1,43	13,458	0,139	0,279	83,813	180,297	315	6,54	0,011	4,271	332,883	0,353	0,2518	0,542	4,303	3,648	
11	P 10																									
		98,67	0,514	3,300	0,996	44,250	40,974	113,513	11,147	1,43	15,940	0,165	0,330	86,373	199,886	650	0,10	0,011	0,862	285,979	1,908	0,3020	0,699	0,944	0,762	
12	PZ6																									
		113,01	0,095	3,396	1,025	46,158	39,819	478,311	11,469	1,43	16,401	0,170	0,340	113,700	592,011	710	0,54	0,011	2,109	835,191	0,893	0,1361	0,709	2,320	1,528	
13	P 11																									
		33,02	0,049	3,444	1,039	47,051	39,306	478,442	11,633	1,43	16,635	0,172	0,344	113,942	592,384	1000	0,09	0,011	1,087	854,075	0,506	0,1334	0,694	1,188	0,782	
14	P 12																									
		66,33	0,203	3,648	1,100	47,557	39,022	484,238	12,320	1,43	17,618	0,182	0,365	114,955	599,193	650	1,40	0,011	3,206	1063,684	0,345	0,1081	0,563	3,271	2,141	
15	P 13																									
		89,57	0,366	4,014	1,210	47,902	38,832	495,504	13,557	1,43	19,386	0,201	0,401	116,778	612,282	650	1,63	0,011	3,456	1146,889	0,432	0,1018	0,534	3,466	2,259	
16	P 14																									
		73,55	0,430	4,444	1,339	48,334	38,597	508,532	15,008	1,43	21,461	0,222	0,444	118,918	627,450	650	2,49	0,011	4,270	1416,969	0,287	0,0839	0,443	4,065	2,595	

Continuación (2/4)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM		
DESÍGNIOS HIDRÁULICOS									COTAS			H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Verfifica m/s	Calado Y (m)	Y orfisco Yo (m)	Yfyc m	Esf. cortante τ (kg/m2)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm					
8								2800	2797	3	1	1,91		
								2800	2797	3				
	1,444	0,466	0,213	2,195	0,081	0,456	Subcrítico	2800,95	2796,95	4				
								2800,95	2796,95	4				
9								2800,95	2796,95	4		1,91		
								2800,95	2796,95	4				
	1,488	0,502	0,226	2,224	0,080	0,450	Subcrítico	2800,91	2796,91	4				
								2800,91	2796,91	4				
10								2800,91	2796,91	4		1,515		
								2800,91	2796,91	4				
	1,931	0,171	0,380	0,449	5,151	2,228	Supercrítico	2795	2791	4				
								2795	2791	4				
11								2795	2791	4	0,1	1,85		
								2795	2791	4				
	1,614	0,454	0,266	1,710	0,165	0,585	Subcrítico	2795	2790,9	4,1				
								2795	2790,9	4,1				
12								2795	2790,9	4,1		1,91		
								2795	2790,9	4,1				
	2,254	0,503	0,518	0,972	0,958	1,029	Supercrítico	2794,39	2790,29	4,1				
								2794,39	2790,29	4,1				
13								2794,39	2790,29	4,1	0,5	2,2		
								2794,39	2790,29	4,1				
	2,007	0,694	0,411	1,689	0,227	0,592	Subcrítico	2794,86	2790,26	4,6				
								2794,86	2790,26	4,6				
14								2794,86	2790,26	4,6		1,85		
								2794,86	2790,26	4,6				
	2,273	0,366	0,527	0,695	2,278	1,439	Supercrítico	2793,93	2789,33	4,6				
								2793,93	2789,33	4,6				
15								2793,93	2789,33	4,6		1,85		
								2793,93	2789,33	4,6				
	2,277	0,347	0,528	0,657	2,649	1,523	Supercrítico	2792,47	2787,87	4,6				
								2792,47	2787,87	4,6				
16								2792,47	2787,87	4,6		1,85		
								2792,47	2787,87	4,6				
	2,256	0,288	0,519	0,555	4,043	1,802	Supercrítico	2790,64	2786,04	4,6				
								2790,64	2786,04	4,6				

(3/4)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS			TIEMPO DE	INTENSIDAD	CAUDAL	CAUDAL	FACTOR DE	CAUDAL	CAUDAL DE	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CAUDAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO				
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	AC	CONCENTRACIÓN min	I mm/H	PLUVIAL Qp (l/s)	MEDIO DIARIO QMD (l/s)	MAYORACIÓN M	MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CONEXIONES EMPARADAS QCE (l/s)	SANITARIO Qs (l/s)	COMBINADO Qd+Qs+Qp (l/s)	D mm	i coef	n Manning	Y m/s	Q l/s	L60Y min	Qd/Q	Qd/Q	Ydiseño m/s	Y min m/s
17	P 15																								
		37,98	0,300	4,744	1,429	48,621	38,442	517,566	16,021	1,43	22,910	0,237	0,474	120,411	637,978	800	0,29	0,011	1,673	841,039	0,378	0,1432	0,759	1,871	1,232
18	P 16																								
		67,11	0,640	5,384	1,621	49,000	38,241	537,169	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	660,769	900	0,18	0,011	1,422	904,692	0,787	0,1366	0,730	1,576	1,031
19	P 17																								
		105,61	0	5,384	1,624	49,786	37,831	535,638	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	659,237	1090	0,07	0,011	0,984	917,961	1,789	0,1346	0,718	1,086	0,710
20	P 18																								
		120,02	0	5,384	1,627	51,575	36,937	531,914	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	655,513	650	2,80	0,011	4,530	1503,035	0,442	0,0822	0,436	4,296	2,732
21	P 19																								
		109,75	0	5,384	1,630	52,017	36,725	531,259	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	654,858	500	5,58	0,011	5,367	1053,782	0,341	0,1173	0,621	5,661	3,692
22	P 20																								
		113,70	0	5,384	1,633	52,358	36,562	530,830	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	654,429	650	2,16	0,011	3,982	1321,337	0,476	0,0935	0,495	3,904	2,521
23	P 21																								
		115,57	0	5,384	1,636	52,834	36,339	530,120	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	653,719	650	1,94	0,011	3,769	1250,626	0,511	0,0988	0,523	3,755	2,436
24	P 22																								
		116,44	0	5,384	1,639	53,345	36,103	529,347	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	652,947	1090	0,06	0,011	0,937	874,230	2,071	0,1414	0,747	1,044	0,687
25	P 23																								
		118,66	0	5,384	1,642	55,416	35,184	525,455	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	649,054	1000	0,08	0,011	1,047	822,568	1,888	0,1503	0,789	1,180	0,783

Continuación (3/4)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM		
DESÍATOS HIDRÁULICOS									COTAS			H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Vertifica m/s	Calado Y (m)	Y orfiteo Yo (m)	YfYe m	Est. cortante t (kg/m2)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm					
17								2790,64	2786,04	4,6	0,9	2		
								2790,64	2786,04	4,6				
	2,233	0,607	0,508	1,194	0,579	0,838	Subcrítico							
								2791,43	2785,93	5,5				
								2791,43	2785,93	5,5				
18								2791,43	2785,93	5,5	0,7	2,1		
								2791,43	2785,93	5,5				
	2,166	0,657	0,478	1,374	0,402	0,728	Subcrítico							
								2792,01	2785,81	6,2				
								2792,01	2785,81	6,2				
19								2792,01	2785,81	6,2		2,29		
								2792,01	2785,81	6,2				
	2,028	0,783	0,419	1,868	0,181	0,535	Subcrítico							
								2791,94	2785,74	6,2				
								2791,94	2785,74	6,2				
20								2791,94	2785,74	6,2		1,85		
								2791,94	2785,74	6,2				
	2,286	0,283	0,533	0,532	4,549	1,879	Supercrítico							
								2788,58	2782,38	6,2				
								2788,58	2782,38	6,2				
21								2788,58	2782,38	6,2		1,7		
								2788,58	2782,38	6,2				
	2,584	0,311	0,681	0,456	6,970	2,191	Supercrítico							
								2782,46	2776,26	6,2				
								2782,46	2776,26	6,2				
21								2788,58	2782,38	6,2		1,7		
								2788,58	2782,38	6,2				
	2,584	0,311	0,681	0,456	6,970	2,191	Supercrítico							
								2782,46	2776,26	6,2				
								2782,46	2776,26	6,2				
22								2782,46	2776,26	6,2		1,85		
								2782,46	2776,26	6,2				
	2,310	0,322	0,544	0,592	3,516	1,690	Supercrítico							
								2780	2773,8	6,2				
								2780	2773,8	6,2				
23								2780	2773,8	6,2		1,85		
								2780	2773,8	6,2				
	2,322	0,340	0,549	0,618	3,150	1,617	Supercrítico							
								2777,76	2771,56	6,2				
								2777,76	2771,56	6,2				
24								2777,76	2771,56	6,2		2,29		
								2777,76	2771,56	6,2				
	2,028	0,814	0,419	1,942	0,164	0,515	Subcrítico							
								2777,69	2771,49	6,2				
								2777,69	2771,49	6,2				

(4/4)

B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA
DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACIÓN min	INTENSIDAD I mm/H	CAUDAL PLUVIAL Qp (l/s)	CAUDAL MEDIO DIARIO QMD (l/s)	FACTOR DE MAYORACIÓN M	CAUDAL MÁXIMO HORARIO QMH (l/s)	CAUDAL DE INFILTRACIÓN QINF (l/s)	CAUDAL CONEXIONES EFRAJADAS QCE (l/s)	CAUDAL SANITARIO Qs (l/s)	CAUDAL COMBINADO Qd+Qs+Qp (l/s)	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO			V min m/s		
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA											A/C	D mm	l oroo	n Manning	v m/s	Q l/s	L60V min	Qe/Q		Qd/Q	Vdiseño m/s
25	P 23																								
		118,66	0	5,384	1,642	55,416	35,184	525,455	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	649,054	1000	0,08	0,011	1,047	822,568	1,888	0,1503	0,789	1,180	0,783
	P 24																								
26	P 24																								
		110,51	0	5,384	1,645	57,305	34,394	522,141	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	645,741	500	4,05	0,011	4,576	898,495	0,402	0,1376	0,719	5,051	3,325
	P 25																								
27	P 25																								
		104,40	0	5,384	1,648	57,707	34,232	521,683	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	645,283	650	2,98	0,011	4,672	1550,444	0,372	0,0797	0,416	4,385	2,785
	P 26																								
28	P 26																								
		93,46	0	5,384	1,651	58,079	34,083	521,286	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	644,886	500	4,62	0,011	4,886	959,414	0,319	0,1288	0,672	5,289	3,473
	P 27																								
29	P 27																								
		117,05	0	5,384	1,654	58,398	33,957	520,991	18,183	1,43	26,002	0,269	0,538	123,600	644,590	800	0,37	0,011	1,884	947,209	1,035	0,1305	0,681	2,048	1,345
	P 28																								
		2.396,83				59,433																			

Continuación (4/4)

B	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM		
DESÍGNIOS HIDRÁULICOS									COTAS			H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
TRAMO	Velocidad m/s	Cañado Y (m)	Y orificio Yo (m)	YfYo m	Esf. coartante i (kg/m2)	Froude Fr	Tipo de flujo	TERRENO msnm	PROYECTO msnm					
25								2777,69	2771,49	6,2		2,2		
								2777,69	2771,49	6,2				
	2,090	0,789	0,445	1,772	0,211	0,564	Subcrítico							
								2777,59	2771,39	6,2				
								2777,59	2771,39	6,2				
26								2777,59	2771,39	6,2		1,7		
								2777,59	2771,39	6,2				
	2,611	0,359	0,695	0,517	5,067	1,934	Supercrítico							
								2773,11	2766,91	6,2				
								2773,11	2766,91	6,2				
27								2773,11	2766,91	6,2		1,85		
								2773,11	2766,91	6,2				
	2,266	0,271	0,523	0,517	4,841	1,935	Supercrítico							
								2770	2763,8	6,2				
								2770	2763,8	6,2				
28								2770	2763,8	6,2		1,7		
								2770	2763,8	6,2				
	2,593	0,336	0,685	0,490	5,778	2,040	Subcrítico							
								2765,68	2759,48	6,2				
								2765,68	2759,48	6,2				
29								2765,68	2759,48	6,2		2		
								2765,68	2759,48	6,2				
	2,220	0,544	0,502	1,084	0,735	0,922	Supercrítico							
								2765,25	2759,05	6,2				
								2765,25	2759,05	6,2				

Anexo 1.8 Hoja de cálculo para el diseño hidráulico del EMISARIO 4

(1/1)

DESCRIPCIÓN DEL TRAMO		ÁREAS			TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	INTENSIDAD	CAUDAL FLUVAL	CAUDAL SANITARIO	CAUDAL COMBINADO	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS			TUBERÍA LLENA		TIEMPO DE FLUJO	DATOS HIDRÁULICOS											
TRAMO	POZO Nº	LONGITUD mts	PARCIAL	ACUMULADA	ATC	min	I mmH	Qp (l/s)	Qs (l/s)	Qd=Qs+Qp (l/s)	D mm	I o/oo	n Manning	V m/s	Q l/s	L/60V min	Qd/Q	Qd/Q	Vdiseño m/s	V min m/s	Vorítica m/s	Calado Y (m)	Y crítico Yc (m)	YYc m	Froude Fr	Tipo de flujo	
1	P1																										
		83,75	0,010	0,010	0,001	28,590	56,292	1489,871	31,606	1521,477	710	5,21	0,011	6,551	2593,763	0,213	0,0122	0,587	6,776	2,243	3,025	0,416	0,933	0,446	2,240	Supercrítico	
	P2																										
2	P2																										
		113,23	0,010	0,020	0,002	28,803	56,112	1490,042	31,606	1521,648	900	0,87	0,011	3,145	2000,510	0,600	0,0158	0,761	3,518	1,131	2,870	0,685	0,839	0,816	1,226	Supercrítico	
	P3																										
3	P3																										
		104,57	0,010	0,030	0,003	29,403	55,613	1490,209	31,606	1521,815	1000	0,53	0,011	2,616	2054,952	0,666	0,0154	0,741	2,910	0,936	2,765	0,741	0,779	0,950	1,052	Supercrítico	
	P4																										
4	P4																										
		107,94	0,010	0,040	0,004	30,069	53,226	1490,350	31,606	1521,956	1000	0,51	0,011	2,575	2022,619	0,699	0,0156	0,752	2,875	0,924	2,769	0,752	0,781	0,963	1,038	Supercrítico	
	P5																										
5	P5																										
		101,49	0,010	0,050	0,006	30,768	52,404	1490,500	31,606	1522,106	650	4,63	0,011	5,826	1933,141	0,290	0,0163	0,787	6,559	2,109	3,205	0,512	1,047	0,489	2,046	Supercrítico	
	P6																										
		510,98				31,058																					

Continuación (1/1)

B	AC	AD	AE	AF	AG
DESCR	COTAS		H POZO (m)	Salto (m)	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
	TERRENO msnm	PROYECTO msnm			
1	2775	2771,7	3,3		1,91
	2775	2771,7	3,3		
	2770,64	2767,34	3,3		
	2770,64	2767,34	3,3		
2	2770,64	2767,34	3,3	0,4	2,1
	2770,64	2767,34	3,3		
	2770,05	2766,35	3,7		
	2770,05	2766,35	3,7		
3	2770,05	2766,35	3,7	0,5	2,2
	2770,05	2766,35	3,7		
	2770	2765,8	4,2		
	2770	2765,8	4,2		
4	2770	2765,8	4,2	0,5	2,2
	2770	2765,8	4,2		
	2769,95	2765,25	4,7		
	2769,95	2765,25	4,7		
5	2769,95	2765,25	4,7		1,85
	2769,95	2765,25	4,7		
	2765,25	2760,55	4,7		
	2765,25	2760,55	4,7		

Anexo 2. Diseño hidráulico separador de caudales

Anexo 2.1 Separador 1

Datos

Caudal combinado o de diseño $Q_d = 5092,878 \text{ l/s} = 5,093 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal sanitario $Q_s = 69,937 \text{ l/s} = 0,070 \text{ m}^3/\text{s}$

Diámetro de la tubería que ingresa al separador $D = 1200 \text{ mm} = 1,2 \text{ m}$

Velocidad de ingreso al separador $V = 8,086 \text{ m/s}$

Calado a la salida de la tubería que ingresa al separador $y = 0,668 \text{ m}$

Cálculo

- Determinación del caudal excedente que sale del separador hacia la descarga

$$Q_{\text{excedente}} = Q_d - Q_s$$

$$Q_{\text{excedente}} = 5,092 - 0,07$$

$$Q_{\text{excedente}} = 5,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Determinación de los parámetros hidráulicos de la tubería que ingresa al separador

- Relación de llenado

$$\frac{y}{D} = \frac{0,668}{1,2}$$

$$0,557 > 0,5$$

- Ángulo

$$\text{Para } \frac{y}{D} \geq 0,5$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{y - \frac{D}{2}}{\frac{D}{2}}\right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{0,668 - \frac{1,2}{2}}{\frac{1,2}{2}}\right)$$

$$\theta = 6,532^\circ$$

- Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} + \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 + \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(y - \frac{D}{2}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 1,2^2}{8} + \frac{\pi * 1,2^2}{4} * \frac{6,532}{360} * 2 + \frac{1}{2} * 1,2 * \cos(6,532) * \left(0,668 - \frac{1,2}{2}\right)$$

$$\omega = 0,647 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} + \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$
$$X = \frac{\pi * 1,2}{2} + \pi * 1,2 * \frac{6,532}{360} * 2$$
$$X = 2,022 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$
$$R = \frac{0,647}{2,022}$$
$$R = 0,32 \text{ m}$$

Determinación de la velocidad media a la salida de la tubería que ingresa al separador

$$v = \frac{Q_{\text{excedente}}}{\omega}$$
$$v = \frac{5,023}{0,647}$$
$$v = 7,761 \text{ m/s}$$

Dimensionamiento del vertedero de pared delgada

Datos

$$Q_{\text{excedente}} = 5,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 7,761 \text{ m/s}$$

$$y = 0,668 \text{ m}$$

Valores asumidos

$$\text{Ancho del vertedero } B = 3 \text{ m}$$

$$\text{Altura del vertedero } C_s = 0,1 \text{ m}$$

Cálculo

Verificación de las condiciones de sumersión

Profundidad de sumersión $h_s > 0$

$$h_s = y - C_s$$

$$h_s = 0,668 - 0,1$$

$$h_s = 0,568 \text{ m}$$

$$h_s > 0$$

$$0,568 \text{ m} > 0 \quad \text{Cumple}$$

Determinación del caudal unitario

$$q = \frac{Q_{\text{excedente}}}{B}$$

$$q = \frac{5,023}{3}$$

$$q = 1,674 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Determinación de la profundidad crítica

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1,674^2}{9,81}}$$

$$h_{cr} = 0,659 \text{ m}$$

$$y > h_{cr}$$

$$0,668 \text{ m} > 0,659 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

El vertedero de pared delgada es sumergido, puesto que se cumplen las condiciones de sumersión.

Determinación de la carga H

Se la determina por medio de la ecuación para vertedero de pared delgada sumergido.

$$Q_{\text{excedente}} = m_o * \sigma_s * B * \sqrt{2 * g * H^2}^{\frac{3}{2}}$$

Coeficiente de descarga

$$m_o = 0,402 + 0,054 * \frac{H}{C_s}$$

Coeficiente de sumersión

$$\sigma_s = 1,05 * \left(1 + 0,2 * \left(\frac{h_s}{C_s} \right) \right) * \sqrt[3]{\frac{H-hs}{H}}$$

$$Q_{\text{excedente}} = \left(0,402 + 0,054 * \frac{H}{C_s} \right) * \left(1,05 * \left(1 + 0,2 * \left(\frac{h_s}{C_s} \right) \right) * \sqrt[3]{\frac{H-hs}{H}} \right) * B * \sqrt{2 * g} * H^{\frac{3}{2}}$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la carga H es 0,628 m

$$5,023 = \left(0,402 + 0,054 * \frac{H}{0,1} \right) * \left(1,05 * \left(1 + 0,2 * \left(\frac{0,568}{0,1} \right) \right) * \sqrt[3]{\frac{H-0,568}{H}} \right) * 3 * \sqrt{2 * 9,81} * H^{\frac{3}{2}}$$

$$H = 0,628 \text{ m}$$

Determinación del espesor del vertedero

$$0,1 H < d < 0,5 H$$

De este rango se tomó un valor intermedio de 0,3

$$d = 0,3 * H$$

$$d = 0,3 * 0,628$$

$$d = 0,188 \text{ m}$$

$$d = 0,2 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

Determinación de los parámetros para saber si se necesita una obra de disipación al pie del vertedero

Energía específica de posición

$$E = H + C_s$$

$$E = 0,628 + 0,1$$

$$E = 0,728 \text{ m}$$

Energía específica de sección

$$E_o = E + \frac{v^2}{2 * g}$$

$$E_o = 0,728 + \frac{7,761^2}{2 * 9,81}$$

$$E_o = 3,798 \text{ m}$$

Profundidad contraída

$$E_o = h_c + \frac{q^2}{\varphi^2 * h_c^2 * 2 * g}$$

El coeficiente de velocidad φ tiene un rango de 0,9 – 0,98 y se asume un valor de 0,95

$$\varphi = 0,95$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la profundidad contraída es 0,21 m

$$3,798 = h_c + \frac{1,674^2}{0,95^2 * h_c^2 * 2 * 9,81}$$

$$h_c = 0,21 \text{ m}$$

Primera conjugada

$$h' = h_c$$

$$h' = 0,21 \text{ m}$$

Segunda conjugada

$$h'' = \frac{h'}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'} \right)^3} - 1 \right)$$

$$h'' = \frac{0,21}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{0,659}{0,21} \right)^3} - 1 \right)$$

$$h'' = 1,548 \text{ m}$$

$$h'' > y$$

$$1,548 \text{ m} > 0,668 \text{ m}$$

Debido a que la segunda conjugada, que tiene como primera conjugada a la profundidad contraída, es mayor al calado de la tubería de ingreso al separador, se tiene un resalto desplazado, por lo que es necesario diseñar una obra de disipación al pie del vertedero, en este caso se diseñará un pozo de disipación.

Dimensionamiento del pozo de disipación

Datos

$$C_s = 0,1 \text{ m}$$

$$H = 0,628 \text{ m}$$

$$h_{cr} = 0,659 \text{ m}$$

$$y = 0,668 \text{ m}$$

$$h' = 0,21 \text{ m}$$

$$h'' = 1,548 \text{ m}$$

$$q = 1,674 \text{ m}^3/\text{s} / \text{m}$$

Valores asumidos

Profundidad del pozo $t_p = 0,15 \text{ m}$

Cálculo

Determinación de la velocidad de flujo

$$v_f = \frac{q}{h''}$$

$$v_f = \frac{1,674}{1,548}$$

$$v_f = 1,082 \text{ m/s}$$

Energía específica de posición

$$E = H + C_s + 0,15$$

$$E = 0,628 + 0,1 + 0,15$$

$$E = 0,878 \text{ m}$$

Energía específica de sección

$$E_o = E + \frac{v^2}{2 * g} + t_p$$

$$E_o = 0,878 + \frac{1,082^2}{2 * 9,81} + 0,15$$

$$E_o = 1,088 \text{ m}$$

Profundidad contraída

$$E_o = h_c + \frac{q^2}{\varphi^2 * h_c^2 * 2 * g}$$

El coeficiente de velocidad φ tiene un rango de 0,9 – 0,98 y se asume un valor de 0,95

$$\varphi = 0,95$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la profundidad contraída es 0,535 m

$$1,088 = h_c + \frac{1,674^2}{0,95^2 * h_c^2 * 2 * 9,81}$$

$$h_c = 0,535 \text{ m}$$

Primera conjugada

$$h' = h_c$$

$$h' = 0,535 \text{ m}$$

Segunda conjugada

$$h'' = \frac{h'}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'} \right)^3} - 1 \right)$$

$$h'' = \frac{0,535}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{0,659}{0,535} \right)^3} - 1 \right)$$

$$h'' = 0,8 \text{ m}$$

Profundidad total del pozo

$$h_p = y + t_p$$

$$h_p = 0,668 + 0,15$$

$$h_p = 0,818 \text{ m}$$

Verificación de la condición para resalto sumergido

$$h'' \leq h_p$$

$$0,8 \text{ m} < 0,818 \text{ m} \quad \text{Cumple, el resalto es sumergido}$$

Porcentaje de sumersión

$$\% \text{ sumersión} = 100 - \frac{h'' * 100}{h_p}$$

$$\% \text{ sumersión} = 100 - \frac{0,8 * 100}{0,818}$$

$$\% \text{ sumersión} = 2,216 \%$$

Condición de sumersión

$$\% \text{ sumersión} < 5\%$$

$$2,216 \% < 5 \% \quad \text{Cumple}$$

Determinación del tiempo de vuelo

$$t_v = \sqrt{\frac{2 * ((C_s + t_p) + \frac{1}{2} * h_{cr})}{g}}$$

$$t_v = \sqrt{\frac{2 * ((0,1 + 0,15) + \frac{1}{2} * 0,659)}{9,81}}$$

$$t_v = 0,344 \text{ s}$$

Determinación de la velocidad crítica

$$v_{cr} = \frac{q}{h_{cr}}$$

$$v_{cr} = \frac{1,674}{0,659}$$

$$v_{cr} = 2,542 \text{ m/s}$$

Determinación de la longitud de vuelo

$$L_v = t_v * v_{cr}$$

$$L_v = 0,344 * 2,542$$

$$L_v = 0,874 \text{ m}$$

Determinación de la longitud de resalto

$$L_R = 2,5 * (1,9 * h'' - h')$$

$$L_R = 2,5 * (1,9 * 0,8 - 0,535)$$

$$L_R = 2,463 \text{ m}$$

$L_R = 2,5 \text{ m}$ Valor adoptado

Determinación de la longitud total del pozo de disipación

$$L_{PD} = L_v + L_R$$

$$L_{PD} = 0,874 + 2,5$$

$$L_{PD} = 3,374 \text{ m}$$

$L_{PD} = 3,4 \text{ m}$ Valor adoptado

Determinación del espesor de la losa del pozo de disipación

$$G_{losa} = W * K$$

W: Subpresión

K: Coeficiente de mayoración, se asume un valor de 1,2

$$e_p * \gamma_H = h_{\text{déficit}} * \gamma_o * K$$

$$e_p = \frac{h_{\text{déficit}} * \gamma_o * K}{\gamma_H}$$

Peso específico del agua a una temperatura de 20°C: $\gamma_o = 9,789 \text{ KN/m}^3$

Peso específico del hormigón: $\gamma_H = 24 \text{ KN/m}^3$

Profundidad déficit: $h_{\text{déficit}} = h'' - h'$

$$e_p = \frac{(h'' - h') * \gamma_o * K}{\gamma_H}$$

$$e_p = \frac{(0,8 - 0,535) * 9,789 * 1,2}{24}$$

$$e_p = 0,13 \text{ m}$$

$e_p = 0,15 \text{ m}$ Valor adoptado

Parámetros de la tubería (con sección parcialmente llena) que sale del separador hacia la descarga

Datos

$$Q_{\text{excedente}} = 5,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$n = 0,011$$

Cálculo

Profundidad de flujo al 80 %

$$\frac{h_f}{D} = 0,8$$

$$h_f = 0,8 * D$$

$$h_f = 0,8 * 1,2$$

$$h_f = 0,96 \text{ m}$$

Ángulo

$$\text{Para } \frac{h_f}{D} \geq 0,5$$

$$\frac{0,96}{1,2} > 0,5$$

$$0,8 > 0,5$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{h_f - \frac{D}{2}}{\frac{D}{2}}\right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{0,96 - \frac{1,2}{2}}{\frac{1,2}{2}}\right)$$

$$\theta = 36,87^\circ$$

Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} + \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 + \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(h_f - \frac{D}{2}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 1,2^2}{8} + \frac{\pi * 1,2^2}{4} * \frac{36,87}{360} * 2 + \frac{1}{2} * 1,2 * \cos(36,87) * \left(0,96 - \frac{1,2}{2}\right)$$

$$\omega = 0,97 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} + \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$

$$X = \frac{\pi * 1,2}{2} + \pi * 1,2 * \frac{36,87}{360} * 2$$

$$X = 2,657 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$

$$R = \frac{0,97}{2,657}$$

$$R = 0,365 \text{ m}$$

Determinación de la velocidad media a la salida de la tubería que ingresa al separador

$$v = \frac{Q_{\text{excedente}}}{\omega}$$

$$v = \frac{5,023}{0,97}$$

$$v = 5,179 \text{ m/s}$$

Pendiente

$$Q_{\text{excedente}} = v * w$$

$$Q_{\text{excedente}} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * w$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la pendiente es 1,24 %

$$5,023 = \frac{1}{0,011} * 0,365^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * 0,97$$

$$s = 0,0124$$

$$s = 1,24 \%$$

Dimensionamiento del canal de salida a la descarga

Datos

$$B = 3 \text{ m}$$

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$n = 0,014$$

$$v = 5,179 \text{ m/s}$$

$$hp = 0,818 \text{ m}$$

$$L_{PD} = 3,4 \text{ m}$$

Cálculo

Ancho promedio del canal de salida a la descarga

$$B_{\text{canal}} = \frac{B + D}{2}$$

$$B_{\text{canal}} = \frac{3 + 1,2}{2}$$

$$B_{\text{canal}} = 2,1 \text{ m}$$

Determinación de la pendiente del canal de transición

$$v = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

Radio hidráulico

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

$$R = \frac{h_p * B_{\text{canal}}}{h_p + B_{\text{canal}} + h_p}$$

$$R = \frac{0,818 * 2,1}{0,818 + 2,1 + 0,818}$$

$$R = 0,46 \text{ m}$$

Pendiente

$$s = \left(\frac{v * n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$s = \left(\frac{5,179 * 0,014}{0,46^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$s = 0,0148$$

$$s = 1,48 \%$$

Determinación de la longitud total interna del separador

$$L_T = D + d + L_{PD}$$

$$L_T = 1,2 + 0,2 + 3,4$$

$$L_T = 4,8 \text{ m}$$

Parámetros de la tubería (con sección parcialmente llena) que sale del separador hacia la alcantarilla transversal 1, para posteriormente conducir el caudal sanitario mediante el emisario 3 a la planta de tratamiento.

Datos

$$Q_s = 0,070 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_{\text{sanitario}} = 0,075 \text{ m}$$

$$D = 0,315 \text{ m}$$

$$n = 0,011$$

Cálculo

Relación de llenado

$$\frac{Y_{\text{sanitario}}}{D} = \frac{0,075}{0,315} = 0,237$$

Ángulo

$$\text{Para } \frac{Y_{\text{sanitario}}}{D} < 0,5$$

$$0,237 < 0,5$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{\frac{D}{2} - Y_{\text{sanitario}}}{\frac{D}{2}}\right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{\frac{0,315}{2} - 0,075}{\frac{0,315}{2}}\right)$$

$$\theta = 31,759^\circ$$

Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} - \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 - \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(\frac{D}{2} - Y_{\text{sanitario}}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 0,315^2}{8} - \frac{\pi * 0,315^2}{4} * \frac{31,759}{360} * 2 - \frac{1}{2} * 0,315 * \cos(31,759)$$

$$* \left(\frac{0,315}{2} - 0,075\right)$$

$$\omega = 0,014 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} - \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$

$$X = \frac{\pi * 0,315}{2} - \pi * 0,315 * \frac{31,759}{360} * 2$$

$$X = 0,32 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$

$$R = \frac{0,014}{0,32}$$

$$R = 0,044 \text{ m}$$

Velocidad de flujo

$$v = \frac{Q_s}{w}$$

$$v = \frac{0,070}{0,014}$$

$$v = 4,955 \text{ m/s}$$

Anexo 2.2 Separador 2

Datos

Caudal combinado o de diseño $Q_d = 2166,79 \text{ l/s} = 2,167 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal sanitario $Q_s = 155,206 \text{ l/s} = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$

Diámetro de la tubería que ingresa al separador $D = 1090 \text{ mm} = 1,09 \text{ m}$

Velocidad de ingreso al separador $V = 2,995 \text{ m/s}$

Calado a la salida de la tubería que ingresa al separador $y = 0,845 \text{ m}$

Cálculo

- Determinación del caudal excedente que sale del separador hacia la descarga

$$Q_{\text{excedente}} = Q_d - Q_s$$

$$Q_{\text{excedente}} = 2,167 - 0,155$$

$$Q_{\text{excedente}} = 2,012 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Determinación de los parámetros hidráulicos de la tubería que ingresa al separador

- Relación de llenado

$$\frac{y}{D} = \frac{0,845}{1,09} = 0,775 > 0,5$$

- Ángulo

$$\text{Para } \frac{y}{D} \geq 0,5$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{y - \frac{D}{2}}{\frac{D}{2}}\right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{0,775 - \frac{1,09}{2}}{\frac{1,09}{2}}\right)$$

$$\theta = 33,42^\circ$$

- Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} + \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 + \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(y - \frac{D}{2}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 1,09^2}{8} + \frac{\pi * 1,09^2}{4} * \frac{33,42}{360} * 2 + \frac{1}{2} * 1,09 * \cos(33,42) * \left(0,775 - \frac{1,09}{2}\right)$$

$$\omega = 0,776 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} + \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$

$$X = \frac{\pi * 1,09}{2} + \pi * 1,09 * \frac{33,42}{360} * 2$$

$$X = 2,348 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$

$$R = \frac{0,776}{2,348}$$

$$R = 0,331 \text{ m}$$

- Determinación de la velocidad media a la salida de la tubería que ingresa al separador

$$v = \frac{Q_{\text{excedente}}}{\omega}$$

$$v = \frac{2,012}{0,776}$$

$$v = 2,591 \text{ m/s}$$

- Dimensionamiento del vertedero de pared delgada

Datos

$$Q_{\text{excedente}} = 2,012 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 2,591 \text{ m/s}$$

$$y = 0,845 \text{ m}$$

Valores asumidos

$$\text{Ancho del vertedero } B = 2 \text{ m}$$

$$\text{Altura del vertedero } C_s = 0,1 \text{ m}$$

Cálculo

- Verificación de las condiciones de sumersión

Profundidad de sumersión $h_s > 0$

$$h_s = y - C_s$$

$$h_s = 0,845 - 0,1$$

$$h_s = 0,745 \text{ m}$$

$$h_s > 0$$

$$0,745 \text{ m} > 0 \quad \text{Cumple}$$

$$y > h_{cr}$$

- Determinación del caudal unitario

$$q = \frac{Q_{excedente}}{B}$$

$$q = \frac{2,012}{2}$$

$$q = 1,006 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

- Determinación de la profundidad crítica

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1,006^2}{9,81}}$$

$$h_{cr} = 0,469 \text{ m}$$

$$y > h_{cr}$$

$$0,845 \text{ m} > 0,469 \text{ m} \text{ Cumple}$$

El vertedero de pared delgada es sumergido, puesto que se cumplen las condiciones de sumersión.

- Determinación de la carga H

Se la determina por medio de la ecuación para vertedero de pared delgada sumergido.

$$Q_{excedente} = m_o * \sigma_s * B * \sqrt{2 * g} * H^{\frac{3}{2}}$$

Coefficiente de descarga

$$m_o = 0,402 + 0,054 * \frac{H}{C_s}$$

Coefficiente de sumersión

$$\sigma_s = 1,05 * \left(1 + 0,2 * \left(\frac{h_s}{C_s}\right)\right) * \sqrt[3]{\frac{H - h_s}{H}}$$

$$Q_{excedente} = \left(0,402 + 0,054 * \frac{H}{C_s}\right) * \left(1,05 * \left(1 + 0,2 * \left(\frac{h_s}{C_s}\right)\right) * \sqrt[3]{\frac{H - h_s}{H}}\right) * B * \sqrt{2 * g} * H^{\frac{3}{2}}$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la carga H es 0,749 m

$$2,012 = \left(0,402 + 0,054 * \frac{H}{0,1}\right) * \left(1,05 * \left(1 + 0,2 * \left(\frac{0,745}{0,1}\right)\right) * \sqrt[3]{\frac{H - 0,745}{H}}\right) * 2$$

$$* \sqrt{2 * 9,81 * H^2}^{\frac{3}{2}}$$

$$H = 0,749 \text{ m}$$

- Determinación del espesor del vertedero

$$0,1 H < d < 0,5 H$$

De este rango se tomó un valor intermedio de 0,3

$$d = 0,3 * H$$

$$d = 0,3 * 0,749$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$d = 0,25 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

- Determinación de los parámetros para saber si se necesita una obra de disipación al pie del vertedero

- Energía específica de posición

$$E = H + C_s$$

$$E = 0,749 + 0,1$$

$$E = 0,849 \text{ m}$$

- Energía específica de sección

$$E_o = E + \frac{v^2}{2 * g}$$

$$E_o = 0,849 + \frac{2,591^2}{2 * 9,81}$$

$$E_o = 1,191 \text{ m}$$

- Profundidad contraída

$$E_o = h_c + \frac{q^2}{\varphi^2 * h_c^2 * 2 * g}$$

El coeficiente de velocidad φ tiene un rango de 0,9 – 0,98 y se asume un valor de 0,95

$$\varphi = 0,95$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la profundidad contraída es 0,246 m

$$1,191 = h_c + \frac{1,006^2}{0,95^2 * h_c^2 * 2 * 9,81}$$

$$h_c = 0,246 \text{ m}$$

- Primera conjugada

$$h' = h_c$$

$$h' = 0,246 \text{ m}$$

- Segunda conjugada

$$h'' = \frac{h'}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'} \right)^3} - 1 \right)$$

$$h'' = \frac{0,246}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{0,469}{0,246} \right)^3} - 1 \right)$$

$$h'' = 0,801 \text{ m}$$

$$h'' < y$$

$$0,801 \text{ m} < 0,844 \text{ m}$$

Debido a que la segunda conjugada, que tiene como primera conjugada a la profundidad contraída, es menor al calado de la tubería de ingreso al separador, se tiene un resalto sumergido, por lo que no es necesario diseñar una obra de disipación al pie del vertedero.

- Parámetros de la tubería (con sección parcialmente llena) que sale del separador hacia la descarga

Datos

$$Q_{\text{excedente}} = 2,012 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,09 \text{ m}$$

$$n = 0,011$$

Cálculo

- Profundidad de flujo al 80 %

$$\frac{h_f}{D} = 0,8$$

$$h_f = 0,8 * D$$

$$h_f = 0,8 * 1,09$$

$$h_f = 0,872 \text{ m}$$

- Ángulo

$$\text{Para } \frac{h_f}{D} \geq 0,5$$

$$\frac{0,872}{1,09} > 0,5$$

$$0,8 > 0,5$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{h_f - \frac{D}{2}}{\frac{D}{2}}\right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{0,872 - \frac{1,09}{2}}{\frac{1,09}{2}}\right)$$

$$\theta = 36,87^\circ$$

- Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} + \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 + \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(h_f - \frac{D}{2}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 1,09^2}{8} + \frac{\pi * 1,09^2}{4} * \frac{36,87}{360} * 2 + \frac{1}{2} * 1,09 * \cos(36,87) * \left(0,872 - \frac{1,09}{2}\right)$$

$$\omega = 0,8 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} + \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$

$$X = \frac{\pi * 1,09}{2} + \pi * 1,09 * \frac{36,87}{360} * 2$$

$$X = 2,414 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$

$$R = \frac{0,8}{2,414}$$

$$R = 0,332 \text{ m}$$

- Determinación de la velocidad media a la salida de la tubería que ingresa al separador

$$v = \frac{Q_{\text{excedente}}}{\omega}$$

$$v = \frac{2,012}{0,8}$$

$$v = 2,514 \text{ m/s}$$

Pendiente

$$Q_{\text{excedente}} = v * w$$
$$Q_{\text{excedente}} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * w$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la pendiente es 0,333 %

$$2,012 = \frac{1}{0,011} * 0,332^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * 0,8$$

$$s = 0,00333$$

$$s = 0,332 \%$$

- Dimensionamiento del canal de acercamiento hacia la tubería de descarga

Datos

$$B = 2 \text{ m}$$

$$D = 1,09 \text{ m}$$

$$n = 0,014$$

$$v = 2,514 \text{ m/s}$$

$$y = 0,845 \text{ m}$$

Cálculo

- Ancho promedio del canal de acercamiento hacia la descarga

$$B_{\text{canal}} = \frac{B + D}{2}$$

$$B_{\text{canal}} = \frac{2 + 1,09}{2}$$

$$B_{\text{canal}} = 1,545 \text{ m}$$

- Determinación de la pendiente del canal

$$v = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

- Radio hidráulico

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

$$R = \frac{y * B_{\text{canal}}}{y + B_{\text{canal}} + y}$$

$$R = \frac{0,845 * 1,545}{0,845 + 1,545 + 0,845}$$

$$R = 0,404 \text{ m}$$

- Pendiente

$$s = \left(\frac{v * n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$
$$s = \left(\frac{2,512 * 0,014}{0,404^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$
$$s = 0,00414$$
$$s = 0,415 \%$$

- Determinación de la longitud total interna del separador

$$L_T = D + d$$
$$L_T = 1,09 + 0,25$$
$$L_T = 1,34 \text{ m}$$
$$L_T = 1,35 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

- Parámetros de la tubería (con sección parcialmente llena) que sale del separador hacia la planta de tratamiento.

Datos

$$Q_s = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y_{\text{sanitario}} = 0,174 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$n = 0,011$$

Cálculo

- Relación de llenado

$$\frac{y_{\text{sanitario}}}{D} = \frac{0,174}{0,4} = 0,436$$

- Ángulo

$$\text{Para } \frac{y_{\text{sanitario}}}{D} < 0,5$$

$$0,436 < 0,5$$

$$\theta = \arcsen \left(\frac{\frac{D}{2} - y_{\text{sanitario}}}{\frac{D}{2}} \right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen \left(\frac{\frac{0,4}{2} - 0,174}{\frac{0,4}{2}} \right)$$

$$\theta = 7,354^\circ$$

- Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} - \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 - \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(\frac{D}{2} - Y_{\text{sanitario}}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 0,4^2}{8} - \frac{\pi * 0,4^2}{4} * \frac{7,354}{360} * 2 - \frac{1}{2} * 0,4 * \cos(7,354) * \left(\frac{0,4}{2} - 0,174\right)$$

$$\omega = 0,0526 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} - \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$

$$X = \frac{\pi * 0,4}{2} - \pi * 0,4 * \frac{7,354}{360} * 2$$

$$X = 0,577 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$

$$R = \frac{0,0526}{0,577}$$

$$R = 0,091 \text{ m}$$

Pendiente

$$Q_s = v * w$$

$$Q_s = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * w$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la pendiente es 2,57 %

$$0,155 = \frac{1}{0,011} * 0,091^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * 0,0526$$

$$s = 0,0257$$

$$s = 2,57 \%$$

Velocidad de flujo

$$v = \frac{Q_s}{w}$$

$$v = \frac{0,155}{0,0526}$$

$$v = 6,007 \text{ m/s}$$

- Dimensionamiento del canal de acercamiento hacia la tubería que conduce el caudal de sanitario a la planta de tratamiento

Datos

$$D = 1,09 \text{ m}$$

$$n = 0,014$$

$$v = 2,95 \text{ m/s}$$

$$y_{\text{sanitario}} = 0,175 \text{ m} = 17,5 \text{ cm}$$

Cálculo

- Determinación de la pendiente del canal de acercamiento

$$v = \frac{1}{n} * R_{\text{canal}}^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

Radio hidráulico

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

$$R_{\text{canal}} = \frac{D * y_{\text{sanitario}}}{2 * y_{\text{sanitario}} + D}$$

$$R_{\text{canal}} = \frac{1,09 * 0,175}{2 * 0,175 + 1,09}$$

$$R_{\text{canal}} = 0,133 \text{ m}$$

Pendiente

$$s = \left(\frac{v * n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$s = \left(\frac{2,95 * 0,014}{0,133^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$s = 0,0253$$

$$s = 2,53 \%$$

**Anexo 3. Diseño hidráulico del canal de
acercamiento y rejilla**

Anexo 3.1 Canal de acercamiento

Datos

Caudal sanitario: $Q_s = 155,206 \text{ l/s} = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$

Diámetro de la tubería que sale del separador hacia la planta de tratamiento: $D = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$

Tirante sanitario a la salida de la tubería de ingreso: $y_{\text{sanitario}} = 0,174 \text{ m}$

Velocidad de ingreso al separador (del caudal sanitario): $V = 1,611 \text{ m/s}$

Coefficiente de rugosidad del hormigón: $n = 0,014$

Valores asumidos

Tiempo de retención en el canal: $t_{\text{retención}} = 5 \text{ s}$

Altura de caída entre la solera de la tubería de entrada y el fondo del canal:

$H_{\text{caída}} = 0,10 \text{ m}$

Altura de seguridad del canal: $H_{\text{seguridad}} = 0,15 \text{ m}$

Ancho de las barras de la rejilla: $a_{\text{barras}} = 6 \text{ mm}$

Espaciamiento entre barras: $e_{\text{barras}} = 25 \text{ mm}$

Cálculo

- Determinación del volumen del canal

$$Q_s = \frac{\text{Vol}_{\text{canal}}}{t_{\text{retención}}}$$

$$\text{Vol}_{\text{canal}} = Q_s * t_{\text{retención}}$$

$$\text{Vol}_{\text{canal}} = 0,155 * 5$$

$$\text{Vol}_{\text{canal}} = 0,776 \text{ m}^3$$

- Determinación de la profundidad del agua en el canal

$$P_{\text{ac}} = D + H_{\text{caída}}$$

$$P_{\text{ac}} = 0,4 + 0,1$$

$$P_{\text{ac}} = 0,5 \text{ m}$$

- Determinación de la profundidad del canal

$$P_{\text{canal}} = P_{\text{ac}} + H_{\text{seguridad}}$$

$$P_{\text{canal}} = 0,5 + 0,15$$

$$P_{\text{canal}} = 0,65 \text{ m}$$

- Determinación del ancho del canal

$$a_{\text{canal}} = \frac{Q_s}{0,6 * P_{\text{ac}}} * \frac{a_{\text{barras}} + e_{\text{barras}}}{e_{\text{barras}}}$$

$$a_{\text{canal}} = \frac{0,155}{0,6 * 0,5} * \frac{6 + 25}{25}$$

$$a_{\text{canal}} = 0,642 \text{ m}$$

$$a_{\text{canal}} = 0,65 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

- Determinación de la longitud del canal

$$\text{Vol}_{\text{canal}} = a_{\text{canal}} * P_{\text{ac}} * L_{\text{canal}}$$

Despejando la ecuación anterior se tiene:

$$L_{\text{canal}} = \frac{\text{Vol}_{\text{canal}}}{a_{\text{canal}} * P_{\text{ac}}}$$

$$L_{\text{canal}} = \frac{0,776}{0,65 * 0,5}$$

$$L_{\text{canal}} = 2,388 \text{ m}$$

$$L_{\text{canal}} = 2,4 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

- Determinación de la velocidad de acercamiento en el canal aguas arriba

$$V_{\text{canal}} = \frac{0,6}{\frac{a_{\text{barras}} + e_{\text{barras}}}{e_{\text{barras}}}}$$

$$V_{\text{canal}} = \frac{0,6}{\frac{6 + 25}{25}}$$

$$V_{\text{canal}} = 0,484 \text{ m/s}$$

- Determinación de la pendiente del canal

$$V_{\text{canal}} = \frac{1}{n} * R_{\text{canal}}^{\frac{2}{3}} * S_{\text{canal}}^{\frac{1}{2}}$$

Despejando la ecuación anterior se tiene:

$$S_{\text{canal}} = \left(\frac{V_{\text{canal}} * n}{R_{\text{canal}}^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

- Radio hidráulico del canal

$$R_{\text{canal}} = \frac{W_{\text{canal}}}{X_{\text{canal}}}$$

$$R_{\text{canal}} = \frac{a_{\text{canal}} * P_{\text{ac}}}{P_{\text{ac}} + a_{\text{canal}} + P_{\text{ac}}}$$

$$R_{\text{canal}} = \frac{0,65 * 0,5}{0,5 + 0,65 + 0,5}$$

$$R_{\text{canal}} = 0,197 \text{ m}$$

$$S_{\text{canal}} = \left(\frac{0,484 * 0,014}{0,197^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S_{\text{canal}} = 0,0004$$

$$S_{\text{canal}} = 0,04 \%$$

- Determinación de los parámetros para saber si se necesita una obra de disipación a la salida de la tubería de ingreso al canal de acercamiento

Datos

$$Q_s = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y_{\text{sanitario}} = 0,174 \text{ m}$$

Velocidad de ingreso al separador (del caudal sanitario): $V = 1,611 \text{ m/s}$

$$H_{\text{caída}} = 0,10 \text{ m}$$

$$a_{\text{canal}} = 0,65 \text{ m}$$

Cálculo

- Energía específica de posición

$$E = y_{\text{sanitario}} + H_{\text{caída}}$$

$$E = 0,174 + 0,1$$

$$E = 0,274 \text{ m}$$

- Energía específica de sección

$$E_o = E + \frac{V^2}{2 * g}$$

$$E_o = 0,274 + \frac{1,611^2}{2 * 9,81}$$

$$E_o = 0,407 \text{ m}$$

- Profundidad contraída

$$E_o = h_c + \frac{q^2}{\varphi^2 * h_c^2 * 2 * g}$$

- Caudal unitario

$$q = \frac{Q_s}{a_{\text{canal}}}$$

$$q = \frac{0,155}{0,65}$$

$$q = 0,239 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

El coeficiente de velocidad φ tiene un rango de 0,9 – 0,98 y se asume un valor de 0,95

$$\varphi = 0,95$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la profundidad contraída es 0,103 m

$$0,407 = h_c + \frac{0,239^2}{0,95^2 * h_c^2 * 2 * 9,81}$$

$$h_c = 0,103 \text{ m}$$

- Primera conjugada

$$h' = h_c$$

$$h' = 0,103 \text{ m}$$

- Segunda conjugada

$$h'' = \frac{h'}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'} \right)^3} - 1 \right)$$

- Profundidad crítica

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{0,239^2}{9,81}}$$

$$h_{cr} = 0,180 \text{ m}$$

$$h'' = \frac{0,103}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{0,180}{0,103} \right)^3} - 1 \right)$$

$$h'' = 0,289 \text{ m}$$

$$h'' < P_{ac}$$

$$0,289 \text{ m} < 0,5 \text{ m}$$

Debido a que la segunda conjugada, que tiene como primera conjugada a la profundidad contraída, es menor a la profundidad de agua en el canal, se tiene un resalto sumergido, por lo que no es necesario diseñar una obra de disipación a la salida de la tubería de ingreso al canal de acercamiento.

Anexo 3.2 Rejilla

Datos

Velocidad de acercamiento en el canal aguas arriba: $V_{\text{canal}} = 0,484 \text{ m/s}$

Pérdida de carga permisible: $h_{L\text{permisible}} = 152,4 \text{ mm} = 0,1524 \text{ m}$

$$a_{\text{canal}} = 0,65 \text{ m}$$

$$e_{\text{barras}} = 25 \text{ mm} = 0,025 \text{ m}$$

$$P_{\text{canal}} = 0,65 \text{ m}$$

$$L_{\text{canal}} = 2,4 \text{ m}$$

Valores asumidos

Velocidad de flujo a través de la apertura de las rejillas: $V_{\text{aR}} = 0,6 \text{ m/s}$

Ángulo de inclinación de la rejilla respecto a la horizontal: $\alpha = 60^\circ$

Lbandeja = 0,5 m

L salida canal = 0,5 m

- Determinación de la pérdida de carga a través de la rejilla

$$h_L = \frac{1}{0,7} * \frac{V_{\text{aR}}^2 - V_{\text{canal}}^2}{2 * g}$$

$$h_L = \frac{1}{0,7} * \frac{0,6^2 - 0,484^2}{2 * 9,81}$$

$$h_L = 0,00916 \text{ m}$$

$$h_L < h_{L\text{permisible}}$$

$$0,00916 \text{ m} < 0,1524 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

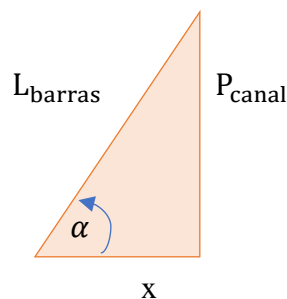
- Determinación del número de barras

$$N_{\text{barras}} = \frac{a_{\text{canal}}}{e_{\text{barras}}} - 1$$

$$N_{\text{barras}} = \frac{0,65}{0,025} - 1$$

$$N_{\text{barras}} = 25 \text{ u}$$

- Determinación de la longitud de las barras



$$L_{\text{barras}} = \frac{P_{\text{canal}}}{\text{sen}\alpha}$$

$$L_{\text{barras}} = \frac{0,65}{\text{sen}60^\circ}$$

$$L_{\text{barras}} = 0,751 \text{ m}$$

$$L_{\text{barras}} = 0,75 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

$$x = \frac{P_{\text{canal}}}{\text{tan}\alpha}$$

$$x = \frac{0,65}{\text{tan}60^\circ}$$

$$x = 0,375 \text{ m}$$

$$x = 0,4 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

- Determinación de la longitud total del canal de acercamiento

$$L_{\text{Tcanal}} = L_{\text{canal}} + x + L_{\text{bandeja}} + L_{\text{salida canal}}$$

$$L_{\text{Tcanal}} = 2,4 + 0,4 + 0,5 + 0,5$$

$$L_{\text{Tcanal}} = 3,8 \text{ m}$$

Datos de la tubería que sale del canal hacia la planta de tratamiento

Caudal sanitario: $Q_s = 155,206 \text{ l/s} = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$

$y_{\text{sanitario}} = 0,174 \text{ m}$

$i = 0,61\%$ Proveniente del diseño del alcantarillado, de la hoja de cálculo del separador 2

**Anexo 4. Diseño hidráulico de la planta de
tratamiento de aguas residuales PTAR**

➤ **Tanque Imhoff**

✓ **Cámara de sedimentación**

Datos

Caudal sanitario: $Q_s = 155,206 \text{ l/s} = 0,155 \text{ m}^3/\text{s} = 558,741 \text{ m}^3/\text{h}$

Valores asumidos de acuerdo a la norma EX IEOS, 1992, pág. 342

Volumen mínimo: $V_{\text{mín}} = 1500 \text{ l} = 1,5 \text{ m}^3$

Carga superficial: $C_{\text{superficial}} = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{h}$

Periodo de retención nominal: $T_{\text{RN}} = 1,5 \text{ h}$

Borde libre: $h_{\text{libre}} = 0,6 \text{ m}$

Cálculo

- Determinación del área del sedimentador

$$A_{\text{sedimentador}} = \frac{Q_s}{C_{\text{superficial}}}$$

$$A_{\text{sedimentador}} = \frac{558,741}{1}$$

$$A_{\text{sedimentador}} = 558,741 \text{ m}^2$$

- Determinación de la profundidad de la cámara de sedimentación

$$h_{\text{mínCS}} = C_{\text{superficial}} * T_{\text{RN}}$$

$$h_{\text{mínCS}} = 1 * 1,5$$

$$h_{\text{mínCS}} = 1,5 \text{ m}$$

- Determinación del volumen del sedimentador

$$V_{\text{sedimentador}} = Q_s * T_{\text{RN}}$$

$$V_{\text{sedimentador}} = 558,741 * 1,5$$

$$V_{\text{sedimentador}} = 838,112 \text{ m}^3$$

A continuación, se compara el volumen del sedimentador con el volumen mínimo establecido por la norma.

$$V_{\text{sedimentador}} > V_{\text{mín}}$$

$$838,112 \text{ m}^3 > 1,5 \text{ m}^3 \quad \text{Cumple}$$

- Dimensionamiento del sedimentador

Valores asumidos de acuerdo a la OPS, 2005, pág. 9 y 15

Relación largo/ancho, mínimo 2:1 $\frac{l_{\text{sedimentador}}}{b_{\text{sedimentador}}} = 2$

Ángulo del fondo del tanque con respecto a la horizontal $\beta = 50^\circ$

Cálculo

- Ancho del sedimentador

$$V_{\text{sedimentador}} = \frac{b_{\text{sedimentador}} * h_{\text{sedimentador}}}{2} * L_{\text{sedimentador}} \quad (1)$$

$$L_{\text{sedimentador}} = 2 * b_{\text{sedimentador}} \quad (2)$$

$$\tan \beta = \frac{h_{\text{sedimentador}}}{\frac{b_{\text{sedimentador}}}{2}} \quad (3)$$

Despejando la ecuación 3

$$h_{\text{sedimentador}} = \frac{\tan \beta * b_{\text{sedimentador}}}{2} \quad (4)$$

Se reemplaza la ecuación 2 en la ecuación 1

$$V_{\text{sedimentador}} = \frac{b_{\text{sedimentador}} * h_{\text{sedimentador}}}{2} * 2 * b_{\text{sedimentador}}$$

$$V_{\text{sedimentador}} = b_{\text{sedimentador}}^2 * h_{\text{sedimentador}} \quad (5)$$

Se reemplaza la ecuación 4 en la ecuación 5

$$V_{\text{sedimentador}} = b_{\text{sedimentador}}^2 * \frac{\tan \beta * b_{\text{sedimentador}}}{2}$$

$$V_{\text{sedimentador}} = 0,5 * b_{\text{sedimentador}}^3 * \tan \beta \quad (6)$$

Se despeja $b_{\text{sedimentador}}$ de la ecuación 6

$$b_{\text{sedimentador}} = \left(\frac{V_{\text{sedimentador}}}{0,5 * \tan \beta} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$b_{\text{sedimentador}} = \left(\frac{838,112}{0,5 * \tan 50^\circ} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$b_{\text{sedimentador}} = 11,204 \text{ m}$$

$$b_{\text{sedimentador}} = 11,2 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

- Largo del sedimentador

$$L_{\text{sedimentador}} = 2 * b_{\text{sedimentador}}$$

$$L_{\text{sedimentador}} = 2 * 11,2$$

$$L_{\text{sedimentador}} = 22,4 \text{ m}$$

- Profundidad del sedimentador

$$h_{\text{sedimentador}} = \frac{\tan \beta * b_{\text{sedimentador}}}{2}$$

$$h_{\text{sedimentador}} = \frac{\tan 50^\circ * 11,2}{2}$$

$$h_{\text{sedimentador}} = 6,674 \text{ m}$$

$$h_{\text{sedimentador}} = 6,7 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

✓ Cámara de decantación

Datos

Población: $P_f = 12571$ habitantes

Valores asumidos de acuerdo a la norma EX IEOS, 1992, pág. 342

Tasa = 30 l/hab

- Determinación del volumen de la cámara de decantación

$$V_{CD} = P_f * Tasa$$

$$V_{CD} = 12571 * 30$$

$$V_{CD} = 377130 \text{ l}$$

$$V_{CD} = 377,13 \text{ m}^3$$

- Determinación del ancho de la cámara del tanque

Datos

$$b_{\text{sedimentador}} = 11,2 \text{ m}$$

$$L_{\text{sedimentador}} = 22,4 \text{ m}$$

$$V_{CD} = 377,13 \text{ m}^3$$

Valores asumidos

Espaciamiento libre mínimo: $s_{\text{libre mín}} = 0,6 \text{ m}$ (de acuerdo a la norma EX IEOS, 1992, pág. 342)

Altura máxima de los lodos por debajo del fondo del sedimentador: $h_{\text{lodos}} = 0,5 \text{ m}$ (de acuerdo a la OPS, 2005, pág. 16)

Espesor de las paredes del sedimentador: $e_{ps} = 0,3 \text{ m}$ (de acuerdo a la norma EX IEOS, 1992, pág. 342)

Cálculo

- Determinación del ancho de la cámara de decantación

$$B_{CD} = b_{\text{sedimentador}} + 2 * s_{\text{libre}} + 2 * e_{ps}$$

$$s_{\text{libre}} = 1 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

$$B_{CD} = 11,2 + (2 * 1) + (2 * 0,3)$$

$$B_{CD} = 13,8 \text{ m}$$

- Determinación de la altura de la cámara de decantación

$$V_{CD} = B_{CD} * h_{CD} * L_{\text{sedimentador}}$$

$$h_{CD} = \frac{V_{CD}}{B_{CD} * L_{\text{sedimentador}}}$$

$$h_{CD} = \frac{377,13}{13,8 * 22,4}$$

$$h_{CD} = 1,22 \text{ m}$$

$$h_{CD} > h_{\text{lodos}}$$

$$1,22 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

$$h_{CD} = 1,25 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

✓ **Cámara de almacenamiento y digestor de lodos**

- Determinación del volumen del digestor

Datos

Población: $P_f = 12571$ habitantes

Cálculo

La siguiente fórmula se tomó de la OPS, 2015, pág. 16, al igual que la tabla para determinar el factor de capacidad relativa f_{cr}

$$V_D = \frac{70 * P_f * f_{cr}}{1000}$$

Temperatura °C	fcr
5	2
10	1,4
15	1
20	0,7
> 25	0,5

$$V_D = \frac{70 * 12571 * 1,4}{1000}$$

$$V_D = 1231,958 \text{ m}^3$$

- Determinación de la altura de la cámara de almacenamiento y digestor de lodos

Datos

$$B_{CD} = 13,8 \text{ m}$$

$$L_{\text{sedimentador}} = 22,4 \text{ m}$$

Valores asumidos de acuerdo a la OPS, 2015, pág.16

Ángulo de inclinación de las paredes del digestor respecto a la horizontal:

$$\emptyset = 30^\circ$$

Ancho del fondo de la cámara del digestor: $b_{\text{fondo CD}} = 1 \text{ m}$

Cálculo

$$\tan \emptyset = \frac{h_{\text{almacenamiento}}}{\frac{B_{CD} - b_{\text{fondo CD}}}{2}}$$

$$h_{\text{almacenamiento}} = \tan\phi * \frac{B_{\text{CD}} - b_{\text{fondo CD}}}{2}$$

$$h_{\text{almacenamiento}} = \tan 30^\circ * \frac{13,8 - 1}{2}$$

$$h_{\text{almacenamiento}} = 3,695 \text{ m}$$

$$h_{\text{almacenamiento}} = 3,7 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

- Determinación del volumen de la cámara de almacenamiento y digestor de lodos

$$V_{\text{CA}} = V_1 + V_2$$

$$V_1 = \left(\frac{B_{\text{CD}} + b_{\text{fondo CD}}}{2} \right) * h_{\text{almacenamiento}} * L_{\text{sedimentador}}$$

$$V_1 = \left(\frac{13,8 + 1}{2} \right) * 3,7 * 22,4$$

$$V_1 = 613,312 \text{ m}^3$$

$$V_2 = B_{\text{CD}} * h * L_{\text{sedimentador}}$$

Se asume un valor de $h = 0,3 \text{ m}$

$$V_2 = 13,8 * 0,3 * 22,4$$

$$V_2 = 92,736 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{CA}} = 613,312 + 92,736$$

$$V_{\text{CA}} = 706,048 \text{ m}^3$$

- Profundidad de la cámara

$$h_{\text{CL}} = h_{\text{almacenamiento}} + h$$

$$h_{\text{CL}} = 3,7 + 0,3$$

$$h_{\text{CL}} = 4 \text{ m}$$

- Determinación del tiempo requerido para la digestión de lodos
Este tiempo se lo determina a través de la tabla que se encuentra en la OPS, pág. 17

Temperatura °C	fcr
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30

- Determinación del área total del compartimiento de digestión

$$A_{\text{CD}} = B_{\text{CD}} * L_{\text{sedimentador}}$$

$$A_{\text{CD}} = 13,8 * 22,4$$

$$A_{CD} = 309,12 \text{ m}^2$$

✓ **Área de ventilación y cámara de espumas**

- Determinación del área de ventilación

La norma del EX-IEOS dice: la superficie libre total será por lo menos 20% y preferiblemente 30% del área total del compartimiento de digestión.

$$A_v = 30\% A_{CD}$$

$$A_v = 0,3 * 309,12$$

$$A_v = 92,736 \text{ m}^2$$

$$A_v = 2 * c * L_{\text{sedimentador}}$$

$$c = \frac{A_v}{2 * L_{\text{sedimentador}}}$$

$$c = \frac{92,736}{2 * 22,4}$$

$$c = 2,07 \text{ m}$$

- Dimensionamiento de la cámara de espumas

- Volumen de la cámara de espumas

El volumen de la cámara de espumas se lo determina usando una tasa de 30 litros por habitante. (EX-IEOS, pág. 343)

$$V_{CE} = P_f * \text{Tasa}$$

$$V_{CE} = 12571 * 30$$

$$V_{CE} = 377130 \text{ l}$$

$$V_{CE} = 377,13 \text{ m}^3$$

- Volumen real de la cámara de espumas

Datos

$$b_{\text{sedimentador}} = 11,2 \text{ m}$$

$$L_{\text{sedimentador}} = 22,4 \text{ m}$$

$$h_{\text{sedimentador}} = 6,7 \text{ m}$$

$$c = 2,07 \text{ m}$$

$$V_{CE \text{ real}} = 2 * \left(\left(\frac{1}{2} * \frac{b_{\text{sedimentador}}}{2} * h_{\text{sedimentador}} \right) * (c + h_{\text{sedimentador}}) \right) * L_{\text{sedimentador}}$$

$$V_{CE \text{ real}} = 2 * \left(\left(\frac{b_{\text{sedimentador}}}{4} * h_{\text{sedimentador}} \right) * (c + h_{\text{sedimentador}}) \right) * L_{\text{sedimentador}}$$

$$V_{CE \text{ real}} = 2 * \left((0,25 * b_{\text{sedimentador}} * h_{\text{sedimentador}}) * (c + h_{\text{sedimentador}}) \right) * L_{\text{sedimentador}}$$

$$V_{CE \text{ real}} = 2 * \left((0,25 * 11,2 * 6,7) * (2,07 + 6,7) \right) * 22,4$$

$$V_{CE \text{ real}} = 7370,729 \text{ m}^3$$

El volumen mínimo de la zona de espumas es 1500 l o 1,5 m³ (EX-IEOS, pág. 343)

$$V_{CE \text{ mín}} = 1,5 \text{ m}^3$$

$$V_{CE \text{ real}} > V_{CE \text{ mín}}$$

$$7370,729 \text{ m}^3 > 1,5 \text{ m}^3 \quad \text{Cumple}$$

- Determinación de la altura total interna del tanque IMHOFF

Datos

$$h_{\text{libre}} = 0,6 \text{ m}$$

$$h_{\text{sedimentador}} = 6,7 \text{ m}$$

$$h_{\text{CS}} = 1,25 \text{ m}$$

$$h_{\text{CL}} = 4 \text{ m}$$

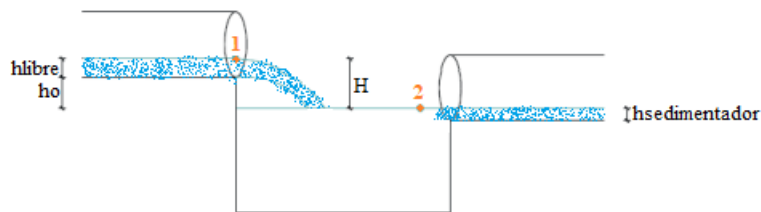
Cálculo

$$H_{\text{TI}} = h_{\text{libre}} + h_{\text{sedimentador}} + h_{\text{CD}} + h_{\text{CL}}$$

$$H_{\text{TI}} = 0,6 + 6,7 + 1,25 + 4$$

$$H_{\text{TI}} = 12,55 \text{ m}$$

Tubería que sale del tanque Imhoff



Datos

$$V = 1,611 \text{ m/s}$$

$$y_{\text{sanitario}} = 0,174 \text{ m}$$

- Determinación de la velocidad a través de la ecuación de Bernoulli

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma_o} + z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma_o} + z_2$$

$$V = v_1$$

$$v_1 = 1,611 \text{ m/s}$$

$$p_1 = p_2 = p_{\text{atmosférica}} = 0$$

$$z_1 = H$$

$$z_2 = 0$$

$$H = y_{\text{sanitario}} + h_o$$

$$h_o = 0,005 \text{ m} \quad \text{Valor asumido}$$

$$H = 0,174 + 0,005$$

$$H = 0,179 \text{ m}$$

Reemplazo de valores en la ecuación de Bernoulli

$$\frac{1,611^2}{2 * 9,81} + \frac{0}{\gamma_o} + 0,179 = \frac{v_2^2}{2 * 9,81} + \frac{0}{\gamma_o} + 0$$

$$\frac{1,611^2}{2 * 9,81} + 0,179 = \frac{v_2^2}{2 * 9,81}$$

$$v_2 = \sqrt{\left(\frac{1,611^2}{2 * 9,81} + 0,179\right) * 2 * 9,81}$$

$$v_2 = 2,473 \text{ m/s}$$

- Determinación de los parámetros hidráulicos para tuberías con sección parcialmente llena

Datos

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$n = 0,011$$

Valores asumidos

Profundidad de salida del tanque Imhoff: $h_{\text{salida TI}} = 0,2 \text{ m}$

- Relación de llenado

$$\frac{h_{\text{salida TI}}}{D} = \frac{0,2}{0,4} = 0,5$$

- Ángulo

$$\text{Para } \frac{h_{\text{salida TI}}}{D} \geq 0,5$$

$$0,5 = 0,5$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{h_{\text{salida TI}} - \frac{D}{2}}{\frac{D}{2}}\right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{0,2 - \frac{0,4}{2}}{\frac{0,4}{2}}\right)$$

$$\theta = 0^\circ$$

- Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} + \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 + \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(h_{\text{salida TI}} - \frac{D}{2}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 0,4^2}{8} + \frac{\pi * 0,4^2}{4} * \frac{0}{360} * 2 + \frac{1}{2} * 0,4 * \cos(0) * \left(0,2 - \frac{0,4}{2}\right)$$

$$\omega = 0,0628 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} + \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$

$$X = \frac{\pi * 0,4}{2} + \pi * 0,4 * \frac{0}{360} * 2$$

$$X = 0,628 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$

$$R = \frac{0,0628}{0,628}$$

$$R = 0,1 \text{ m}$$

$$Q_s = v_2 * w$$

$$Q_s = 2,473 * 0,0628$$

$Q_s = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$ Cumple, por lo tanto, la profundidad de flujo de la tubería que sale del tanque Imhoff es $h_{\text{salida TI}} = 0,2 \text{ m}$

Pendiente

$$Q_s = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * w$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la pendiente es 2,01 %

$$0,155 = \frac{1}{0,011} * 0,13^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * 0,0628$$

$$s = 0,0159$$

$$s = 1,59 \%$$

➤ Lecho de secado de lodos

Datos

$P_f = 12571$ habitantes

Valores asumidos de acuerdo a la OPS, pág. 18

Contribución per cápita promedio: $SS = 90 \text{ g/hab} * \text{día}$

- Determinación de la carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = \frac{P_f * SS}{1000}$$

$$C = \frac{12571 * 90}{1000}$$

$$C = 1131,39 \text{ kg*SS/hab*día}$$

- Masa de sólidos que conforman los lodos

$$Msd = (0,5 * 0,7 * 0,5 * C) + (0,5 * 0,3 * C)$$

$$Msd = (0,5 * 0,7 * 0,5 * 1131,39) + (0,5 * 0,3 * 1131,39)$$

$$Msd = 367,702 \text{ kg*SS/hab*día}$$

- Volumen diario de lodos digeridos

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{\text{lodos}} * (\% \text{ de sólidos}/100)}$$

$$\rho_{\text{lodos}} = 1,05 \text{ kg/l} \quad (\text{EX-IEOS, pág. 346})$$

$$\% \text{ de sólidos} = 8 - 12\% \quad (\text{EX-IEOS, pág. 346})$$

$$\% \text{ de sólidos} = 12\% \quad \text{Valor asumido}$$

$$Vld = \frac{367,702}{1,05 * (12/100)}$$

$$Vld = 2918,268 \text{ l/día}$$

- Volumen de lodos a extraerse del tanque

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000}$$

$$Td = 60 \text{ días} \quad (\text{EX-IEOS, pág. 343})$$

$$Vel = \frac{2918,268 * 60}{1000}$$

$$Vel = 175,096 \text{ m}^3$$

$$Vel < V_{CA}$$

$$175,096 \text{ m}^3 < 706,048 \text{ m}^3 \quad \text{Cumple}$$

- Área del lecho de secado

$$Als = \frac{Vel}{Ha}$$

Profundidad de aplicación Ha entre 0,2 – 0,4 m (OPS, pág. 19)

$$Ha = 0,4 \quad \text{Valor adoptado}$$

$$Als = \frac{175,096}{0,4}$$

$$Als = 437,74 \text{ m}^2$$

- Dimensiones del lecho de secado

De acuerdo a la EX-IEOS, 1992, pág. 393, el ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m, pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.

$$B_{ls} = 10 \text{ m}$$

$$A_{ls} = B_{ls} * L_{ls}$$

$$L_{ls} = \frac{A_{ls}}{B_{ls}}$$

$$L_{ls} = \frac{437,74}{10}$$

$$L_{ls} = 43,774 \text{ m}$$

$$L_{ls} = 44 \text{ m} \quad \text{Valor adoptado}$$

➤ Tanque de desinfección

- Determinación del volumen del tanque

$$V_T = Q_s * T_c$$

$$\text{Tiempo de contacto: } T_c = 15 \text{ min} = 900 \text{ s}$$

$$V_T = 0,155 * 900$$

$$V_T = 139,685 \text{ m}^3$$

- Dimensiones del tanque

Se adoptan los siguientes valores:

$$\text{Ancho del tanque: } b_T = 6,3 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del tanque: } L_T = 7,4 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad del tanque: } H_T = 3 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre: } h_{\text{libre } T} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Comprobación: } V_{T1} \geq V_T$$

$$V_{T1} = b_T * L_T * H_T$$

$$V_{T1} = 6,3 * 7,4 * 3$$

$$V_{T1} = 139,86 \text{ m}^3$$

$$V_{T1} \geq V_T$$

$$139,86 \text{ m}^3 > 139,685 \text{ m}^3 \quad \text{Cumple}$$

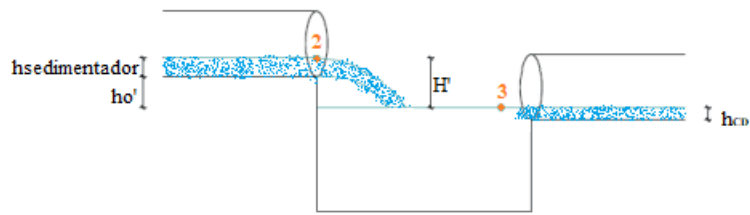
- Determinación de la altura total interna del tanque

$$H_{\text{total } T} = H_T + 2 * h_{\text{libre } T}$$

$$H_{\text{total } T} = 3 + 2 * 0,15$$

$$H_{\text{total } T} = 3,3 \text{ m}$$

Tubería que sale del tanque de desinfección



Datos

$$v_2 = 2,473 \text{ m/s}$$

$$h_{\text{salida TI}} = 0,2 \text{ m}$$

- Determinación de la velocidad a través de la ecuación de Bernoulli

$$\frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma_o} + z_2 = \frac{v_3^2}{2g} + \frac{p_3}{\gamma_o} + z_3$$

$$p_2 = p_3 = p_{\text{atmosférica}} = 0$$

$$z_2 = H'$$

$$z_3 = 0$$

$$H' = h_{\text{salida TI}} + h_o'$$

$$h_o' = 0,03 \text{ m} \quad \text{Valor asumido}$$

$$H' = 0,2 + 0,03 = 0,23 \text{ m}$$

Reemplazo de valores en la ecuación de Bernoulli

$$\frac{2,473^2}{2 * 9,81} + \frac{0}{\gamma_o} + 0,23 = \frac{v_3^2}{2 * 9,81} + \frac{0}{\gamma_o} + 0$$

$$\frac{1,473^2}{2 * 9,81} + 0,23 = \frac{v_3^2}{2 * 9,81}$$

$$v_3 = \sqrt{\left(\frac{1,473^2}{2 * 9,81} + 0,23\right) * 2 * 9,81}$$

$$v_3 = 3,26 \text{ m/s}$$

- Determinación de los parámetros hidráulicos para tuberías con sección parcialmente llena

Datos

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$n = 0,011$$

Valores asumidos

$$\text{Profundidad de salida del tanque Imhoff: } h_{\text{salida TD}} = 0,162 \text{ m}$$

- Relación de llenado

$$\frac{h_{\text{salida TD}}}{D} = \frac{0,162}{0,5} = 0,404$$

- Ángulo

$$\text{Para } \frac{h_{\text{salida TI}}}{D} < 0,5$$

$$0,404 < 0,5$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{\frac{D}{2} - h_{\text{salida TD}}}{\frac{D}{2}}\right) \quad (\text{En grados})$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{\frac{0,4}{2} - 0,162}{\frac{0,4}{2}}\right)$$

$$\theta = 11,04^\circ$$

- Sección de flujo

$$\omega = \frac{\pi * D^2}{8} - \frac{\pi * D^2}{4} * \frac{\theta}{360} * 2 - \frac{1}{2} * D * \cos(\theta) * \left(\frac{D}{2} - h_{\text{salida TD}}\right)$$

$$\omega = \frac{\pi * 0,4^2}{8} - \frac{\pi * 0,4^2}{4} * \frac{11,04}{360} * 2 - \frac{1}{2} * 0,4 * \cos(11,04) * \left(\frac{0,4}{2} - 0,162\right)$$

$$\omega = 0,0476 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$X = \frac{\pi * D}{2} - \pi * D * \frac{\theta}{360} * 2$$

$$X = \frac{\pi * 0,4}{2} - \pi * 0,4 * \frac{11,04}{360} * 2$$

$$X = 0,551 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{\omega}{X}$$

$$R = \frac{0,0476}{0,551}$$

$$R = 0,086 \text{ m}$$

$$Q_s = v_3 * w$$

$$Q_s = 2,473 * 0,0476$$

$Q_s = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$ Cumple, por lo tanto, la profundidad de flujo de la tubería que sale del tanque de desinfección es $h_{\text{salida TD}} = 0,162 \text{ m}$

Pendiente

$$Q_s = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * w$$

Al resolver esta última ecuación, el valor de la pendiente es 3,58 %

$$0,155 = \frac{1}{0,011} * 0,086^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} * 0,0476$$

$$s = 0,0337$$

$$s = 3,37 \%$$

✓ **Cantidad de hipoclorito de calcio**

Dosificación de cloro: Dcl = 5 mg/l

- Cantidad de cloro

$$Cl = Q_s * Dcl$$

$$Cl = 155,206 * 5$$

$$Cl = 1552,058 \text{ mg/s}$$

$$Cl = 67,049 \text{ kg/día}$$

- Cantidad de hipoclorito

$$Ca(ClO)_2 = \frac{Cl}{70\%}$$

$$Ca(ClO)_2 = \frac{67,049}{0,7}$$

$$Ca(ClO)_2 = 95,784 \text{ kg/día}$$

- Concentración de hipoclorito de calcio

$$\text{Concentración} = \frac{Msoluto}{Msolvente} * 100$$

$$Msoluto = Ca(ClO)_2$$

$$Msoluto = 95,784 \text{ kg/día}$$

$$Msolvente = v_H * \delta_{\text{agua}}$$

$$v_H = 0,45 \text{ m}^3$$

$$\delta_{\text{agua}} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$Msolvente = 0,45 * 1000$$

$$Msolvente = 450 \text{ kg}$$

$$\text{Concentración} = \frac{95,784}{450} * 100$$

$$\text{Concentración} = 21,285 \text{ \%/día}$$

Anexo 5. Planos