ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ESCUELA DE INGENIERÍA

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CABECERA CANTONAL “MALIMPIA” UBICADA EN EL CANTÓN QUININDÉ, PROVINCIA DE ESMERALDAS

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DARÍO JAVIER CASTILLO SARANGO
DIEGO HERNÁN HIDALGO ROBALINO

DIRECTOR: ING. GERMÁN LUNA H., MBA.

Quito, Noviembre 2006

DECLARACIÓN

Nosotros, Darío Javier Castillo Sarango y Diego Hernán Hidalgo Robalino, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Darío Javier Castillo Sarango

Diego Hernán Hidalgo Robalino

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Darío Javier Castillo Sarango y Diego Hernán Hidalgo Robalino, bajo mi supervisión.

Ing. Germán Luna H., MBA.
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Al ing. Germán Luna por haber confiado y corregido este proyecto

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

DEDICATORIA

CONTENIDO

DECLARACIÓN ..... **II**

CERTIFICACIÓN ..... **III**

AGRADECIMIENTOS ..... **IV**

DEDICATORIA ..... **V**

AGRADECIMIENTOS ..... **VI**

DEDICATORIA ..... **VII**

CONTENIDO ..... **VIII**

ÍNDICE DE TABLAS ..... **XIII**

ÍNDICE DE FIGURAS ..... **XIV**

ÍNDICE DE ECUACIONES ..... **XVI**

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS ..... **XVIII**

RESUMEN ..... **XIX**

PRESENTACIÓN ..... **XX**

CAPITULO 1. INTRODUCCION **1**

1.1 ANTECEDENTES **1**

1.2 OBJETIVOS **2**

1.3 JUSTIFICACIÓN **2**

1.4 ALCANCE **3**

CAPITULO 2. MARCO URBANO DEL PROYECTO **5**

2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y CLIMA **5**

2.2 TOPOGRAFÍA **7**

2.2.1 OROGRAFÍA: 7

2.2.2 HIDROGRAFÍA: 8

2.2.3 CONDICIONES ACTUALES: 9

2.3 DESCRIPCIÓN BREVE DE ASPECTOS SOCIO, CULTURAL Y ECONÓMICO....12
2.3.1 ENCUESTA....12
2.3.2 CONCLUSIONES DE LAS ENCUESTAS....20
2.4 SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA URBANA EXISTENTE....26
2.4.1 SISTEMA DE AGUA POTABLE....26
2.4.2 ENERGÍA ELÉCTRICA Y TELEFONÍA....27
2.4.3 SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE DESECHOS SÓLIDOS....27
2.4.4 INFRAESTRUCTURA VIAL....28
2.4.5 OTROS SERVICIOS....29
CAPITULO 3. DISEÑO DE LA RED....31
3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO....31
3.1.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS....31
3.1.2 TIPO DE SISTEMA....32
3.1.3 PERÍODO DE DISEÑO....33
3.1.4 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE....34
3.1.5 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN....34
3.1.6 AREAS DE APORTACIÓN....35
3.1.7 ÁREAS DE SERVICIO....35
3.1.8 DENSIDAD POBLACIONAL.....36
3.1.9 TIPO DE TUBERÍA....37
3.1.10 PROFUNDIDADES....38
3.2 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA....38
3.2.1 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA....39
3.2.1.1 Métodos matemáticos....40
3.2.1.2 Métodos estadísticos....43
3.2.1.3 Otro....47
3.2.2 ANÁLISIS POBLACIONAL....48
3.3 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.....49
3.3.1 CAUDAL DE AGUAS SERVIDAS....49
3.3.2 COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD O MAYORACIÓN (M)....50
3.3.3 CAUDAL DE INFILTRACIÓN....51

3.3.4 CAUDAL DE AGUAS ILÍCITAS 52
3.4 HIDRÁULICA DE LOS COLECTORES 53
3.4.1 FORMULAS PARA DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO. 53
3.4.1.1 Flujo en tuberías con sección llena.....54
3.4.1.2 Flujo en tuberías con sección parcialmente llena.....55
3.4.2 PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS CONDUCTOS CIRCULARES .57
3.4.2.1 Relación d/D.....57
3.4.2.2 Relación v/V 58
3.4.3 CRITERIOS DE VELOCIDAD EN LOS CONDUCTOS:.....58
3.4.4 PENDIENTES MÍNIMAS.....61
3.4.5 DIÁMETROS Y/O SECCIONES DE LAS ALCANTARILLAS.....62
3.4.6 TRANSICIONES – ESCALONES.....62
3.5 CÁLCULO DE RED DE ALCANTARILLADO.....65
3.6 EJEMPLO DE CÁLCULO 67
3.7 POZOS DE REVISIÓN.....69
3.8 CONEXIONES DOMICILIARIAS 76
3.9 DESCARGA 77
CAPITULO 4. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 79
4.1 COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....79
4.2 LA AUTODEPURACION.....80
4.2.1 INTRODUCCION 80
4.2.2 EL FENOMENO DE LA AUTODEPURACIÓN 80
4.2.3 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA AUTODEPURACION 82
4.2.3.1 Características propias del curso del cuerpo receptor 82
4.2.3.2 Tiempo 83
4.2.3.3 Nutrición 83
4.2.3.4 Temperatura.....83
4.2.3.5 Luz.....83
4.2.4 PARÁMETROS DE REFERENCIA PARA LA EVALUACIÓN DE LA AUTODEPURACIÓN 84

4.2.5 COEFICIENTES Y TASAS NECESARIAS PARA LA EVALUACIÓN DEL BALANCE DE OXIGENO DISUELTO 85
4.2.5.1 Coeficiente de desoxigenación (k_1).....85
4.2.5.2 Coeficiente de re - aeración (k_2) 86
4.2.6 BALANCE DE OXIGENO SEGUN STREETER Y PHELPS 86
4.2.7 DATOS DE IMPORTANCIA EN LOS CÁLCULOS DE AUTODEPURACION 87
4.2.7.1 Datos del curso de agua 87
4.2.7.2 Datos de las aguas servidas.....88
4.2.8 AUTODEPURACIÓN EN EL RÍO BLANCO 89
4.3 PLANTA DE TRATAMIENTO 94
4.3.1 OBJETO DEL TRATAMIENTO.....94
4.3.2 GRADO DE TRATAMIENTO 94
4.3.3 DIAGNÓSTICO DE LA CALIDAD DEL CUERPO RECEPTOR.....96
4.3.4 INVESTIGACIONES EN EL CUERPO RECEPTOR.....97
4.4 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS EMPLEADOS EN EL TRATAMIENTO PRELIMINAR (O PRIMARIO) 97
4.4.1 REJAS.....99
4.4.2 SEDIMENTADOR Y DIGESTOR.....102
4.4.3 TANQUES IMHOFF 103
4.4.3.1 Características para el diseño de la zona de sedimentación del tanque Imhoff.....105
4.4.3.2 Características para el diseño la zona del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos del tanque Imhoff 106
4.4.3.3 Características para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas).....107
4.4.3.4 Características para la remoción de lodos digeridos.....107
4.4.4 DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF 109
4.5 PRODUCCIÓN Y TRATAMIENTO DE LODOS 111
4.5.1 LECHOS DE SECADO DE LODOS 112
4.6 TRATAMIENTO SECUNDARIO 113
4.6.1 LECHOS DE INFILTRACIÓN 114

CAPITULO 5. EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO.....118

5.1 DETERMINACIÓN DEL VALOR UNITARIO POR RUBRO.....118

CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....120

6.1 CONCLUSIONES.....120

6.2 RECOMENDACIONES.....124

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....125

ANEXOS.....127

ANEXO 1. TOPOGRAFÍA.....128

ANEXO 2. DATOS DE LOS CENSOS ELABORADOR POR EL INEC.....129

ANEXO 3. ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO.....130

ANEXO 4. CALIDAD DEL CUERPO RECEPTOR.....131

ANEXO 5. CAUDALES MEDIOS MINIMOS.....132

ANEXO 6. PLANOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....133

ANEXO 7. PLANOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.....134

ANEXO 8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....135

ANEXO 9. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....136

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 No. de miembros que habitan en la casa.....15
Tabla 2-2 Forma del almacenamiento del agua dentro de la familia 25
Tabla 3-3 Áreas de servicio 36
Tabla 3-4 Cálculo de densidad.....37
Tabla 3-5 Coeficiente de rugosidad η para la fórmula de Manning 37
Tabla 3-6 Población por años.....39
Tabla 3-7 Tipos de regresiones para el método estadístico 43
Tabla 3-8 Relación de variables para las regresiones estadísticas 44
Tabla 3-9: Resumen de R^2 de los métodos estadísticos 46
Tabla 3-10: tasas de crecimiento poblacional según el MIDUVI.....47
Tabla 3-11: Resumen de poblaciones estimadas por diferentes métodos.....49
Tabla 3-12 Criterios de velocidad mínimas en los conductos.....60
Tabla 3-13 Criterios de velocidad máxima en los conductos.....60
Tabla 3-14 Pendientes mínimas para las alcantarillas de aguas residuales 61
Tabla 4-15 Déficit de oxígeno para la descarga al río Blanco 92
Tabla 4-16 Operaciones y procesos unitarios utilizados en el tratamiento preliminar de aguas residuales.....98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Ubicación geográfica de la comunidad de Malimpia 6
Figura 2-2 Porcentaje de diversidad.....12
Figura 2-3 Porcentaje de miembros del núcleo familiar que trabajan.....13
Figura 2-4 Porcentaje de principal actividad económica del padre.....13
Figura 2-5 Porcentaje de principal actividad económica de la madre.....14
Figura 2-6 Porcentaje de principal actividad económica de los hijos.....15
Figura 2-7 Porcentaje de miembros del núcleo familiar 16
Figura 2-8 Porcentaje de miembros del núcleo familiar que tienen seguro 16
Figura 2-9 Porcentaje de ingresos del núcleo familiar 17
Figura 2-10 Porcentaje de otros ingresos del núcleo familiar 17
Figura 2-11 Porcentaje de principales enfermedades que afectan a los niños 18
Figura 2-12 Porcentaje de causas de enfermedades que afectan a los niños.....18
Figura 2-13 Porcentaje de lugares donde asisten los niños al enfermarse 19
Figura 2-14 Porcentaje de tipos de residuos producidos.....23
Figura 2-15 Porcentaje de tipos de recipientes usados 24
Figura 2-16 Porcentaje de disposición de la basura 24
Figura 2-17 Porcentaje de forma del almacenamiento del agua dentro de la familia...25
Figura 3-18 Teodolito SOKKIA Modelo DT5S Serie D20 511.....32
Figura 3-19 Delimitación de áreas de aportación a cada tramo 35
Figura 3-20 Área de crecimiento futuro 36
Figura 3-21 Regresión Línea recta.....44
Figura 3-22 Regresión Exponencial 45
Figura 3-23 Sección de una tubería parcialmente llena.....56
Figura 3-24 Variación del flujo y l a velocidad con la profundidad en tuberías circulares 58
Figura 3-25 Transiciones verticales entre dos colectores contiguos 63
Figura 3-26 Línea de energía de transiciones verticales entre dos colectores contiguos 64
Figura 3-27 Corte de la zanja de instalación del pozo 70
Figura 3-28 Consideraciones para tramo de inicio en pozo de paso.....71

Figura 3-29 Vista en planta de un pozo de revisión con tres entradas y una salida.....72
Figura 3-30 Vista en planta de un pozo de revisión con dos entradas y una salida.....73
Figura 3-31 Vista en planta de un pozo de revisión con una entrada y una salida 74
Figura 3-32 Pozo de revisión tipo 75
Figura 3-33 Conexiones domiciliarias 77
Figura 4-34 Diagrama simplificado de la curva de depresión de oxígeno 87
Figura 4-35 Curva de depresión de OD 93
Figura 4-36 Tanque Imhoff 104
Figura 4-37 Corte tanque Imhoff.....104
Figura 4-38 Corte tanque Imhoff.....104
Figura 4-39 Características de la cámara de sedimentación de un tanque Imhoff.....105
Figura 4-40 Detalles de entrada y salida del tanque Imhoff.....106
Figura 4-41 Detalle de la cámara de digestión del tanque Imhoff.....107
Figura 4-42 detalles de la cámara de digestión del tanque Imhoff 108
Figura 4-43 Corte lecho de secado 113
Figura 4-44 Corte longitudinal del lecho de infiltración 116
Figura 4-45 Corte transversal del lecho de infiltración 117

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 3-1 Población futura utilizando el método lineal 40
Ecuación 3-2 Tasa de cambio poblacional para el método lineal 41
Ecuación 3-3 Población futura utilizando el método geométrico 42
Ecuación 3-4 Tasa de crecimiento para el método geométrico 42
Ecuación 3-5 Coeficiente R^2 44
Ecuación 3-6 Población futura utilizando el método estadístico logarítmico 47
Ecuación 3-7 Población futura utilizando el método sugerido por el MIDUVI 48
Ecuación 3-8 Caudal de aguas servidas 50
Ecuación 3-9 Coeficiente de mayoración 50
Ecuación 3-10: Caudal de infiltración 51
Ecuación 3-11: Caudal de infiltración para áreas grandes 52
Ecuación 3-12 Caudal de infiltración para áreas pequeñas 52
Ecuación 3-13 Caudal de aguas ilícitas 52
Ecuación 3-14 Ecuación de Manning para cálculo de la velocidad 53
Ecuación 3-15 Radio Hidráulico 54
Ecuación 3-16 Radio Hidráulico para tuberías con sección llena 54
Ecuación 3-17 Ecuación de continuidad 55
Ecuación 3-18 Caudal para tuberías con sección llena 55
Ecuación 3-19 Ángulo central Θ^o (en grado sexagesimal) 56
Ecuación 3-20 Radio Hidráulico para tuberías con sección parcialmente llena 56
Ecuación 3-21 Ecuación de Manning para cálculo de la velocidad en tuberías con sección parcialmente llena 56
Ecuación 3-22 Caudal para tuberías con sección parcialmente llena 57
Ecuación 3-23 Relación d/D 57
Ecuación 3-24 Relación v/V 58
Ecuación 3-25 Velocidad de arrastre o de autolimpieza 59
Ecuación 3-26 Transiciones verticales entre dos colectores contiguos 63
Ecuación 3-27 Pérdidas de carga adicionales provocadas por la curvatura 63
Ecuación 3-28 Transiciones verticales totales entre dos colectores contiguos (considerando curvaturas) 64

Ecuación 4-29 Coeficiente de desoxigenación K_1.....85
Ecuación 4-30 Coeficiente de re - aeración K_2 según Owens, Edwards, Gibbs.....86
Ecuación 4-31 Eficiencia de una reja 99
Ecuación 4-32 Pérdida producida en la reja.....100

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 2-1 Malecón de Malimpia 5
Fotografía 2-2 Cultivos de palma. Vegetación tropical que rodea al sector. 7
Fotografía 2-3 La teca (al fondo) es una madera de exportación 8
Fotografía 2-4 Población en el sitio previsto para la descarga a orillas del río Blanco...9
Fotografía 2-5 Desde el lugar de la descarga hacia aguas abajo.....10
Fotografía 2-6 Desde el lugar de la descarga hacia aguas arriba 10
Fotografía 2-7 Estero Malimpia en su confluencia con el río Blanco 11
Fotografía 2-8 Centro de Salud de Los Arenales.....19
Fotografía 2-9 Pesca turística a pequeña escala en el Río Blanco (izquierda) y en el estero Malimpia (derecha) 20
Fotografía 2-10 Existe gran variedad de peces 21
Fotografía 2-11 La Guaña 21
Fotografía 2-12 Sitio de ubicación del pozo y la bomba de agua potable. Junto, encargado de encender la bomba.....26
Fotografía 2-13 Tanque elevado para la distribución del agua potable.....27
Fotografía 2-14 Vía de acceso a la comunidad Los Arenales - Malimpia.....28
Fotografía 2-15 Las rancheras son los principales medios de transporte hacia las comunidades rurales 29
Fotografía 2-16 Escuela Fiscal Mixta No. 55 “Federico González Suárez” de Malimpia 30
Fotografía 2-17 Iglesia de Malimpia 30
Fotografía 3-18 Sitio elegido para la descarga en el Río Blanco.....78
Fotografía 3-19 Unión del río Malimpia (derecha) con el río Blanco (izquierda) 78

RESUMEN

Se presenta el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, así como el diseño de la planta de tratamiento para la comunidad de Malimpia, ubicada en la Provincia de Esmeraldas, Cantón de Quinindé, utilizando los criterios y especificaciones propuestos por diferentes organizaciones y adaptadas a las condiciones de este proyecto.

Para el diseño de la red de alcantarillado se parte desde los estudios de topografía, así como un estudio y análisis de las costumbres a partir de encuestas realizadas a los moradores y así determinar las condiciones actuales de la población.

En el diseño de la planta de tratamiento se hace un estudio del cuerpo receptor para determinar el grado de tratamiento de las aguas residuales, procedentes del alcantarillado sanitario, necesario para no afectar al ecosistema que rodea a Malimpia.

El proyecto se complementa con el análisis de precios unitarios de los diferentes rubros que intervienen en el proyecto, cronograma de actividades y de avance de obra.

PRESENTACIÓN

El desarrollo integral de los diversos asentamientos urbanos y rurales requiere una solución a los problemas sanitarios y de salud pública, por lo que es necesario implementar una infraestructura sanitaria que satisfaga las necesidades de dichas poblaciones.

Esto ha cobrado importancia progresivamente desde principios de la década de 1970 como resultado de la preocupación general expresada en todo el mundo sobre el problema, cada vez mayor de la contaminación humana del medio ambiente, desde al aire a los ríos, lagos, océanos y aguas subterráneas, por los desperdicios domésticos, industriales, municipales y agrícolas.

El presente proyecto se plantea como una parte de la solución a los problemas de la comunidad de Malimpia, dotándola de un sistema de alcantarillado sanitario con su respectiva planta de tratamiento, de tal forma que el impacto ambiental en este sector rural sea el menor.

CAPITULO 1. INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

El incremento de la población dentro del área rural, ha originado una demanda creciente de los servicios básicos, que son los componentes indispensables que deben ser provistos a todo conglomerado social para disminuir los efectos negativos en las personas que habitan en dicho sector, y así mejorar muchos aspectos, entre ellos el entorno ambiental, urbanístico y salud, etc.

Para que el proyecto en estudio se ajuste a las condiciones socioeconómicas y brinde los mejores beneficios, es necesario identificar la solución más adecuada a las condiciones particulares del área del proyecto, para garantizar su implementación inmediata, su sostenibilidad financiera, su facilidad operativa a lo largo del tiempo del servicio y la sustentabilidad ambiental del entorno al mitigar los impactos negativos constructivos y operacionales.

Entre La Escuela Politécnica Nacional, la Fundación Sinergia, en forma conjunta y coordinadas con La Alcaldía de Quinindé y con la cooperación de la empresa Palmeras de los Cien, se ha planificado la realización del estudio de alcantarillado sanitario y el tratamiento de aguas para la comunidad de Malimpia.

El diseño del sistema de agua potable se lo realizó en el año de 1972, y estuvo a cargo del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (ex – IEOS) y consiste en un pozo profundo de 18.30 m, un tanque de almacenamiento y distribución..[1]

Para el diseño del sistema de alcantarillado se han tomado los datos requeridos, tales como: ubicación, topografía de la zona, dotación, estratigrafía, etc. parámetros

[1] Ecuador. Departamento de Operación del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Memoria descriptiva del proyecto de agua potable para “Malimpia”, Provincia de Esmeraldas, Quito, 1972.

que son expuestos en dicho estudio y que ahora han sido actualizados con los trabajos de campo realizados para este proyecto, entre ellos el levantamiento topográfico de la zona y el estudio de las costumbres de la comunidad, expuesto y analizado en las encuestas efectuadas.

1.2 OBJETIVOS

El alcance del presente trabajo se enmarca dentro de los siguientes objetivos específicos:

- Mejorar el nivel de vida de los moradores y minimizar problemas de insalubridad de la cabecera cantonal Malimpia, mediante el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y el tratamiento de aguas residuales.

- Causar el menor daño ecológico al río Blanco en el cual se descargarán las aguas tratadas procurando mantener un equilibrio en el medio ambiente, y sobre todo no alterar las costumbres de los pobladores como la pesca, el turismo, etc.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En la comunidad de Malimpia se presentan problemas de salud como parasitosis, enfermedades intestinales, entre otros[2], debido a que las fosas sépticas colmatadas por aproximadamente 10 años de uso, presentan infiltraciones hacia los pozos subterráneos de donde la población se abastece de agua y que están localizados en el centro de la población junto al río, para donde escurren las aguas freáticas.

Los problemas sociales por los que atraviesa la comunidad están relacionados con la pobreza y la insalubridad. La falta de atención de organismos gubernamentales hacia este sector de la provincia de Esmeraldas han ahondado más este problema,

[2] Analizado en el punto 2.3.1ENCUESTA

por lo que se registra un gran número de emigrantes hacia las grandes ciudades y zonas urbanas, como la ciudad de Esmeraldas, Santo Domingo de los Colorados, Guayaquil y Quito, lo que conlleva a problemas sociales entre ellos el desempleo, la prostitución, el incremento de índices delictivos, etc.

Uno de los importantes factores que influye en el retraso y estancamiento de la población, es el hecho de no existir uno de los servicios básicos como es el alcantarillado.

Una vez ejecutado el proyecto de alcantarillado, éste podría ayudar a que en el futuro este lugar pueda convertirse en un atractivo centro turístico debido a su ubicación, de privilegio, con grandes potenciales agroindustriales, variada flora y fauna, así como artesanías y costumbres que resaltar y cultivar.

1.4 ALCANCE

Se propone como solución para los problemas expuestos la implantación de un sistema de alcantarillado sanitario, exclusivamente. Esto ya que la comunidad se encuentra a orillas del río Blanco y del estero Malimpia, y por ello no es necesaria la construcción de un alcantarillado pluvial o combinado ya que las aguas lluvias escurren directamente a los cuerpos hídricos. Adicionalmente se propondrá una unidad para el tratamiento de las aguas servidas a ser emitidas a los receptores naturales.

Todos los diseños están sujetos a las regulaciones y especificaciones de técnicas dadas por el ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarios (ex IEOS), Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), la Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable de Quito (EMAAP-Q), y las estipulaciones del CEPIS, al no existir dichas regulaciones en el Departamento de Obras Públicas del Municipio del cantón Quinindé.

Se presentarán los parámetros de diseño, en los que se especifican los rubros y actividades a intervenir, así como la memoria de cálculo, los planos del diseño del

sistema de alcantarillado, los planos de la planta de tratamiento, el listado de los materiales, el análisis económico de los precios unitarios, la programación y el cronograma de las etapas de la construcción y el presupuesto total del proyecto.

CAPITULO 2. MARCO URBANO DEL PROYECTO

2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y CLIMA

La comunidad de Malimpia se encuentra ubicada en la Región Costa, Provincia de Esmeraldas, a orillas del río Blanco, en la juntura con el estero Malimpia, a aproximadamente 25 Km. aguas abajo de Quinindé. Su ingreso se lo realiza por la vía Los Arenales – Malimpia, que bordea la margen izquierda del Río Blanco, o por la vía alterna de El Coco.

Una de las razones para el retraso o casi nulo desarrollo urbanístico de Malimpia radica en su ubicación y su dificultoso acceso. Una vez que la comunidad cuente con los servicios básicos y mejore su infraestructura vial, Malimpia tendrá un potencial turístico grande.

Fotografía 2-1 Malecón de Malimpia

Sus Coordenadas Geográficas son:

Coordenadas Planas UTM:

Norte: 10200

▲

Este: 9600 ◄ Malimpia ► Este: 10400

▼

Norte: 9400

Elevación: 101 msnm.

Figura 2-1 Ubicación geográfica de la comunidad de Malimpia

Una cosa similar ocurre con las demás poblaciones cercanas y vecinas. Entre las ciudades y poblados aledaños están: El Coco, Los Arenales, San Juan, Bellavista, El Cedro, Las Vegas, Las Palmeras, Guachal, La Bocana De Guayllabamba, 5 De Agosto, Puerto Cupa, entre otras.

Posee un clima cálido húmedo, con una temperatura media de 23 ºC.

2.2 TOPOGRAFÍA

2.2.1 OROGRAFÍA:

Presenta suelos profundos arenosos con una capa superior limosa más potente al oeste.

El relieve es más o menos regular con predominio de áreas de vegetación tropical y suelos aptos para cultivos temporales. En términos generales se trata de un relieve bastante plano, aunque presenta una pendiente ligera hacia el Río Blanco.

Fotografía 2-2 Cultivos de palma. Vegetación tropical que rodea al sector.

Fotografía 2-3 La teca (al fondo) es una madera de exportación

2.2.2 HIDROGRAFÍA:

Los ríos Blanco, Guayllabamba y Quinindé conforman la hidrografía del sector, todos ellos reciben las aguas de ríos de menor caudal y esteros, entre los que se menciona: Río Cupa, Cole, Agua Clara, Zapallo, Naranjal, Quinindé, estero Malimpia, Calvario, etc.

El flujo de la escorrentía o drenaje es de sur-este a nor-oeste, es decir hacia el cauce del río Blanco.

La comunicación hacia la comunidad, así como el comercio, también se lo realiza por vía fluvial.

2.2.3 CONDICIONES ACTUALES:

El área de estudio presenta características de urbanización que necesitan ser mejoradas, puesto que el sector constituye un importante eje turístico.

Fotografía 2-4 Población en el sitio previsto para la descarga a orillas del río Blanco

Como se muestra en la Fotografía 2-4, los usos del río son diversos. La comunidad acostumbra a lavar su ropa, bañarse, nadar y pescar en el río.

En la Fotografía 2-5 y en la Fotografía 2-6 se puede apreciar el sitio previsto para la descarga sanitaria, siendo el receptor final el Río Blanco.

Fotografía 2-5 Desde el lugar de la descarga hacia aguas abajo

Fotografía 2-6 Desde el lugar de la descarga hacia aguas arriba

Como se observa el río Blanco es un cuerpo hídrico grande, de un ancho aproximado de 150 m, cuyo caudal oscila entre los 600 l/s y que en época de estiaje el nivel se encuentra en la cota 88.77 msnm y en época de crecidas alcanza la cota 92.80 msnm.

Se ha elegido como cuerpo receptor al río Blanco debido a su tamaño y gran caudal. Ello interviene y facilita la autodepuración de sus aguas en condiciones naturales.

Fotografía 2-7 Estero Malimpia en su confluencia con el río Blanco

El estero Malimpia presenta un caudal relativamente bajo en época de estiaje. El cuidado que la población ha tenido con el río no es muy bueno. Existen algunas especies de peces pero en pocas cantidades. La especie más cotizada es el camarón de río.

2.3 DESCRIPCIÓN BREVE DE ASPECTOS SOCIO, CULTURAL Y ECONÓMICO

Para poder evidenciar las condiciones socio – económicas, culturas y costumbres de la población a beneficiar, se diseñó una encuesta que se aplicó a toda la población, casa por casa y con cada núcleo familiar.

2.3.1 ENCUESTA

El resumen de las encuestas se presenta a continuación:

Fecha : Mayo del 2006
Provincia : Esmeraldas
Cantón : Quinindé
Comunidad : Malimpia

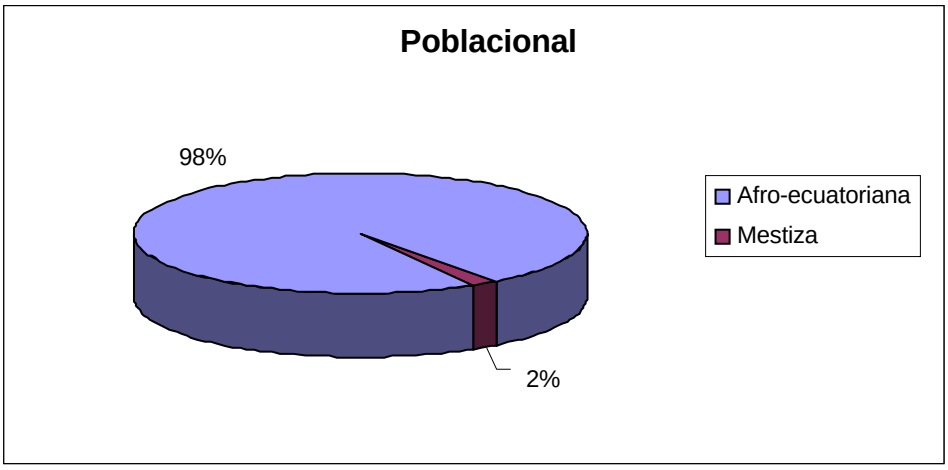


Figura 2-2 Porcentaje de diversidad

Malimpia se encuentra conformada en su mayoría por población afroecuatoriana, existiendo sin embargo un porcentaje pequeño de población mestiza.

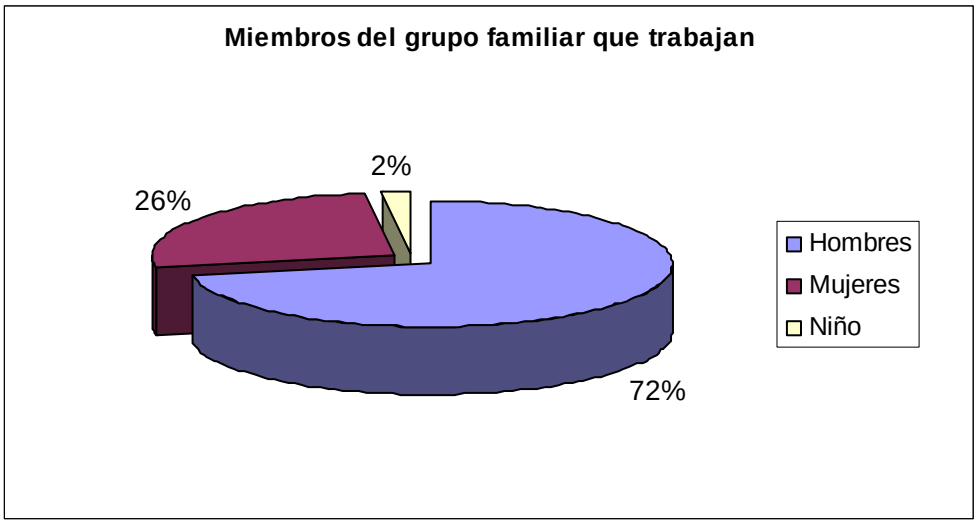


Figura 2-3 Porcentaje de miembros del núcleo familiar que trabajan

En la mayoría de los hogares, quien aporta con la economía familiar son generalmente los padres. Existe un porcentaje pequeño de niños que trabajan.

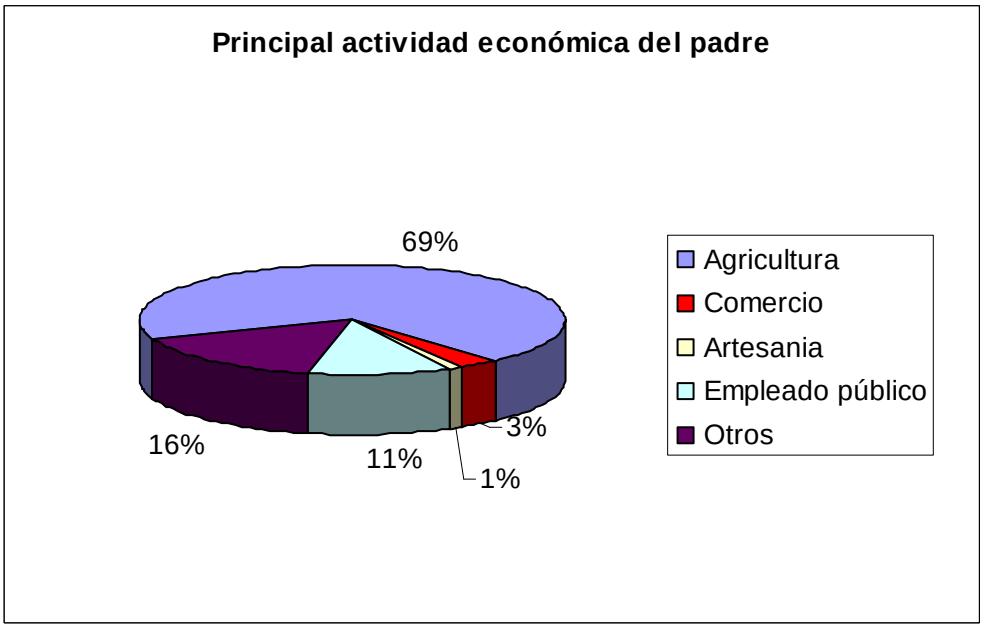


Figura 2-4 Porcentaje de principal actividad económica del padre

La principal actividad económica de las familias en general es la agricultura, siendo el hombre quien aporta más en la economía familiar.

Las labores agrícolas se desarrollan además dentro del hogar para consumo interno en pequeños terrenos dentro de las casas.

Los cultivos grandes están fuera de la comunidad, y se ubican a una corta distancia del cuerpo de agua. El 51% usa químicos para sus cultivos por lo que llegan a contaminarlo cuando estos productos escurren con el agua lluvia.

Otras actividades económicas de ingreso se refiere a profesiones tales como: chofer, arbitraje.

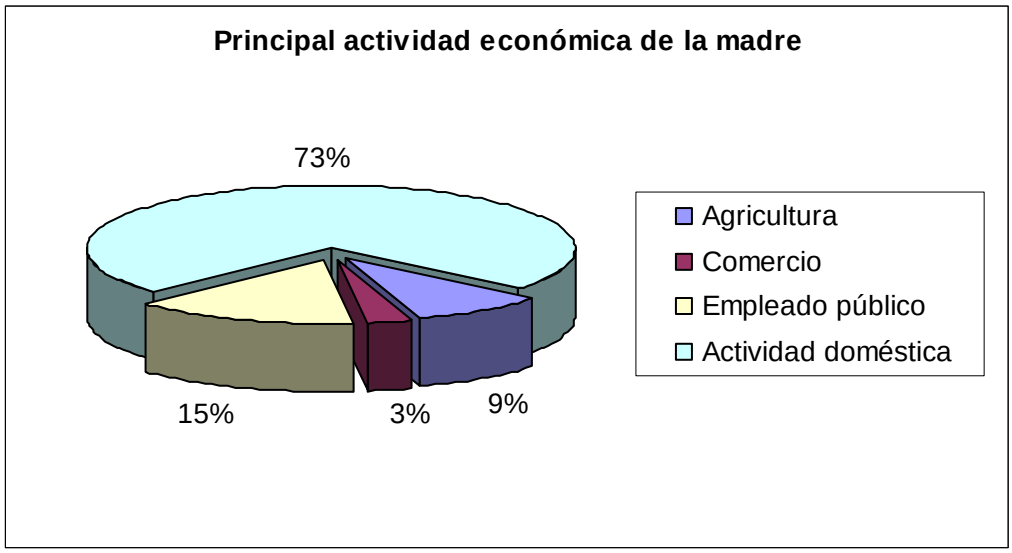


Figura 2-5 Porcentaje de principal actividad económica de la madre

Las madres de familia aportan poco a los ingresos familiares. La mayoría se dedican a las labores domésticas y de apoyo.

Las madres de familia ocasionalmente pueden obtener ingresos como cocineras.

Hijos:

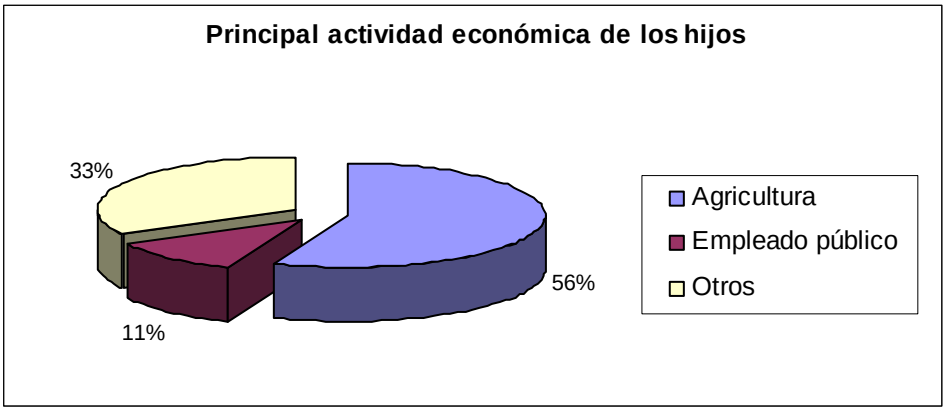


Figura 2-6 Porcentaje de principal actividad económica de los hijos

Aunque pocos, los hijos con edad adolescente se ven obligados a incorporarse a la actividad económica para aumentar el ingreso familiar.

Existe también una población que se desempeña como empleados públicos.

No.	HOMBRES	MUJERES	NIÑOS/AS
Miembros núcleo familiar	28%	30%	42%
Cuantos trabajan	72%	26%	2%
Jubilados	4%		
Cuantos tienen seguro	34%	42%	24%

Tabla 2-1 No. de miembros que habitan en la casa

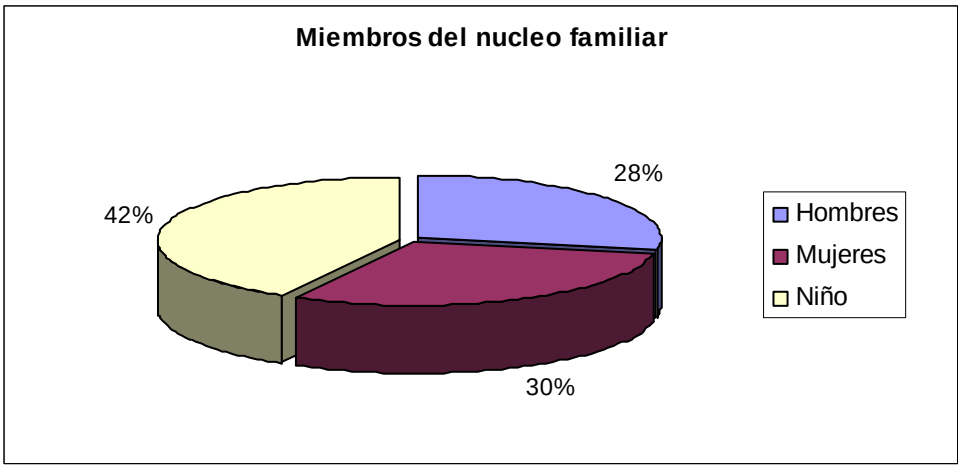


Figura 2-7 Porcentaje de miembros del núcleo familiar

En esta comunidad existe una población mayoritariamente joven.

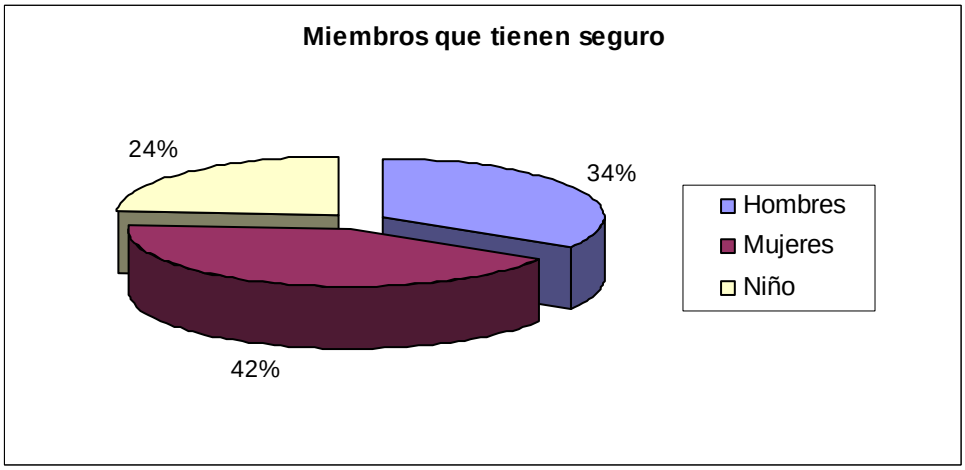


Figura 2-8 Porcentaje de miembros del núcleo familiar que tienen seguro

La gran mayoría de los pobladores económicamente activos tienen seguro campesino.

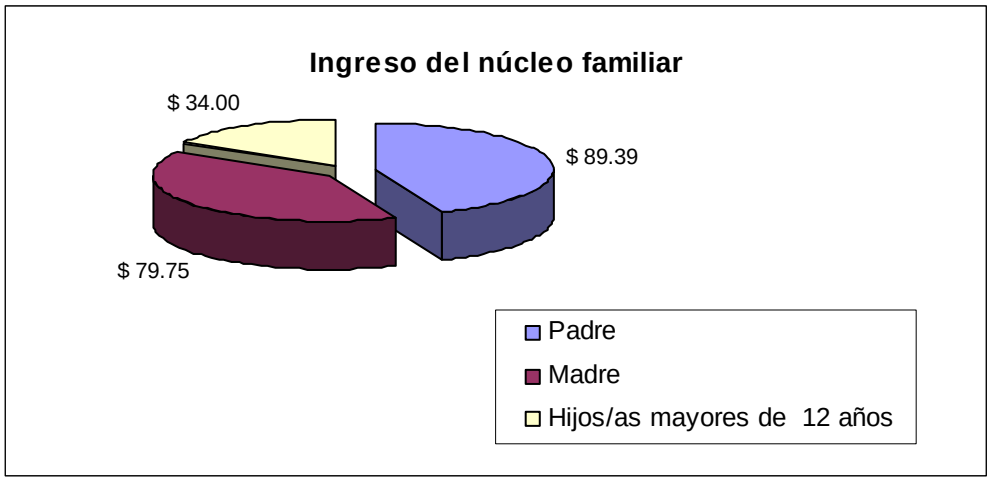


Figura 2-9 Porcentaje de ingresos del núcleo familiar

Los ingresos de la familia incluye en muchos casos el bono solidario que financia el gobierno.

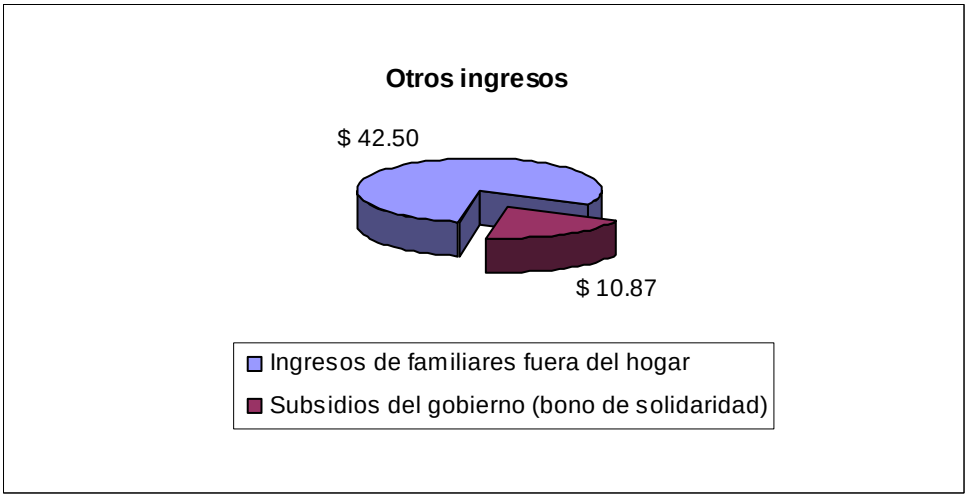


Figura 2-10 Porcentaje de otros ingresos del núcleo familiar

También se incluye dentro de estos ingresos la participación de familiares que han salido a la ciudad y que contribuyen a la familia.

Salud:

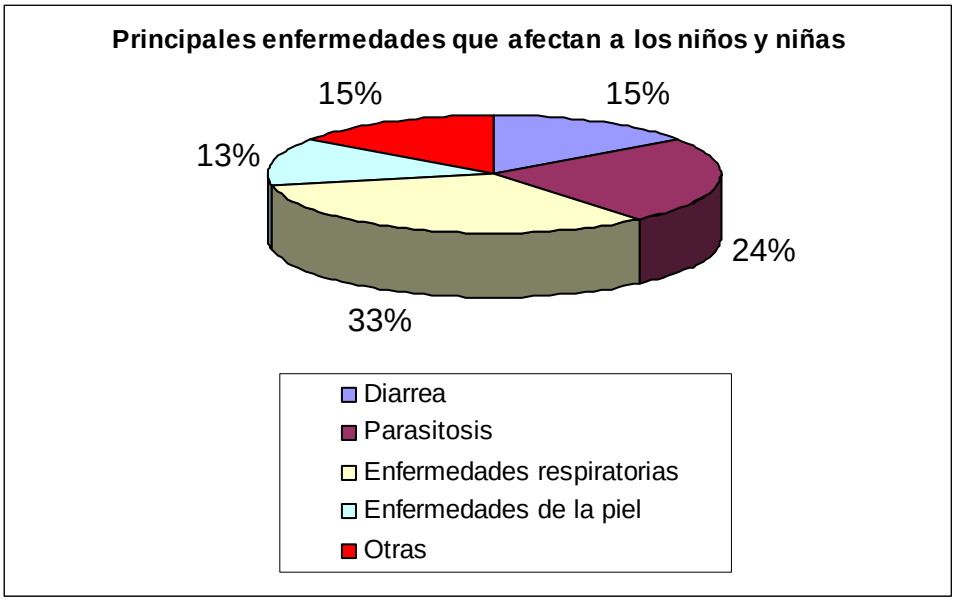


Figura 2-11 Porcentaje de principales enfermedades que afectan a los niños

Las principales enfermedades que afectan a los niños son las respiratorias. La parasitosis también afecta a la población infantil. Su presencia se debe a la mala calidad del agua que, como se explicó, se prevé esta contaminada.

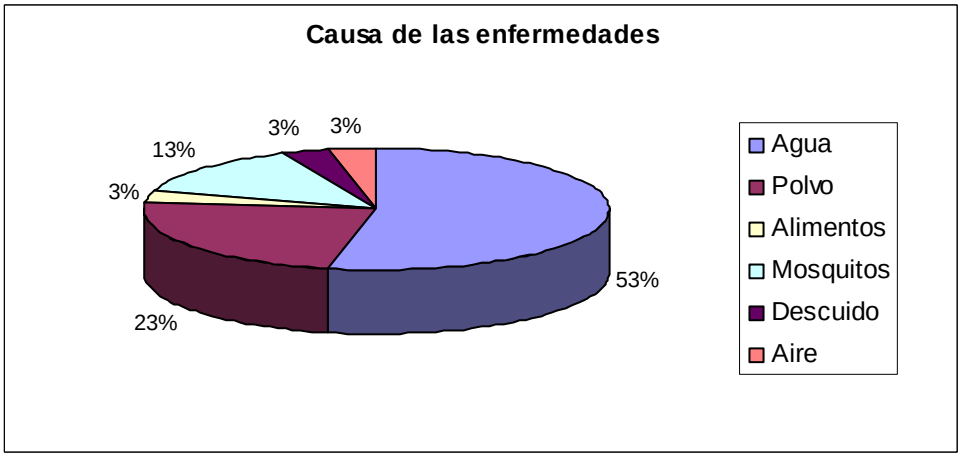


Figura 2-12 Porcentaje de causas de enfermedades que afectan a los niños

Esto debido a la presencia de polvo en el ambiente al no existir calles totalmente pavimentadas. También contribuye el hecho de que la mayoría del tiempo los niños pasan jugando en el río. Lo que a la vez ocasiona otro tipo de molestias como enfermedades a la piel.

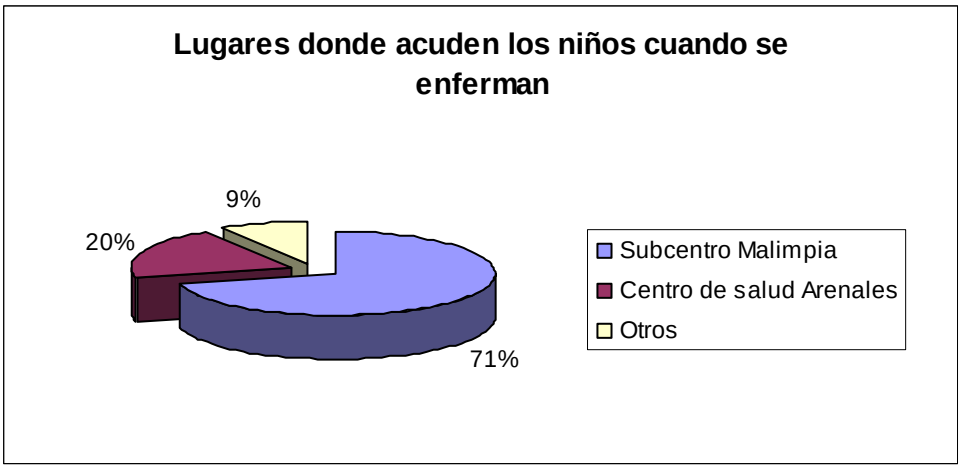


Figura 2-13 Porcentaje de lugares donde asisten los niños al enfermarse

La población de Malimpia cuenta con un subcentro de salud. Sin embargo un pequeño porcentaje de la población prefiere ser atendido en el centro de salud de Los Arenales, debido a que en este lugar pueden hacer uso del seguro campesino.

Otros lugares de atención corresponden el seguro social, clínicas y hospitales en Quinindé.

Fotografía 2-8 Centro de Salud de Los Arenales

2.3.2 CONCLUSIONES DE LAS ENCUESTAS

De las encuestas se obtiene un recuento poblacional. Por lo que la población total de la comunidad de Malimpia para el año 2006 es de 297 habitantes.

La familia promedio se compone de cuatro miembros: un padre, una madre y dos hijos.

Se realiza la pesca para consumo interno y turismo a pequeña escala, primordialmente en el río Blanco. Aquí existen gran variedad de peces. Entre ellos: guaña, trucha, camarón de río, lambiarena, sábalo, corroco, bante colorado, mucempe, rindiche, etc.

Fotografía 2-9 Pesca turística a pequeña escala en el Río Blanco (izquierda) y en el estero Malimpia (derecha)

Fotografía 2-10 Existe gran variedad de peces

Fotografía 2-11 La Guaña

La pesca en el estero Malimpia no es rentable debido al poco cuidado que se le ha dado. Los pobladores acostumbran a arrojar pesticidas y químicos en sus faenas agrícolas. También practican la pesca con dinamita, lo que daña el ecosistema y mata toda la forma piscícola, la que demora en reactivase y crecer.

En las cercanías, a aproximadamente 45 mín. por la vía el Coco - Malimpia, se encuentra ubicada la industria Palmeras de los Cien. Sin embargo ésta no constituye una fuente de empleo directa para los moradores de la comunidad, ya que la industria palmicultura no requiere de uso intenso de mano de obra.

El tipo de construcción de la mayoría de viviendas es mixta

Toda la población recibe el agua potable mediante la red pública y todos reciben en forma continua y en cantidad suficiente, todos poseen medidores. De ellos el 91% está satisfecho con dicho servicio.

El promedio de consumo mensual es de 5.55 m^3/mes, que representa 2.78 $/mes (resulta $ 0.50 cada m^3). Esto es equivalente a una dotación de 185 lt/hab./día

El 71% de la población está de acuerdo con esta tarifa mensual, mientras que el 29% no. El porcentaje insatisfecho no lo expresa por el servicio en si, sino por el hecho de tener que cancelar la tarifa básica mensualmente, lo que complicas sus exiguos presupuestos familiares.

Es significativo el que un porcentaje de la población (34%) compra agua embotellada para beber. Pagan por este servicio 3.79 $/mes.

Cuando el sistema de red pública deja de funcionar toda la población acarrea agua del río Blanco, como en épocas de antaño.

Todas las familias poseen fosas sépticas para la disposición de excretas. La mayoría de ellas considera necesario la construcción de un sistema de alcantarillado (el 97%) como una vía hacia el progreso.

De igual forma, el porcentaje que no está de acuerdo con la construcción de este sistema corresponde a quienes no tienen recursos económicos para poder pagarlo.

El tipo de residuos que producen y sus porcentajes se presentan en una gráfica de resumen, a continuación:

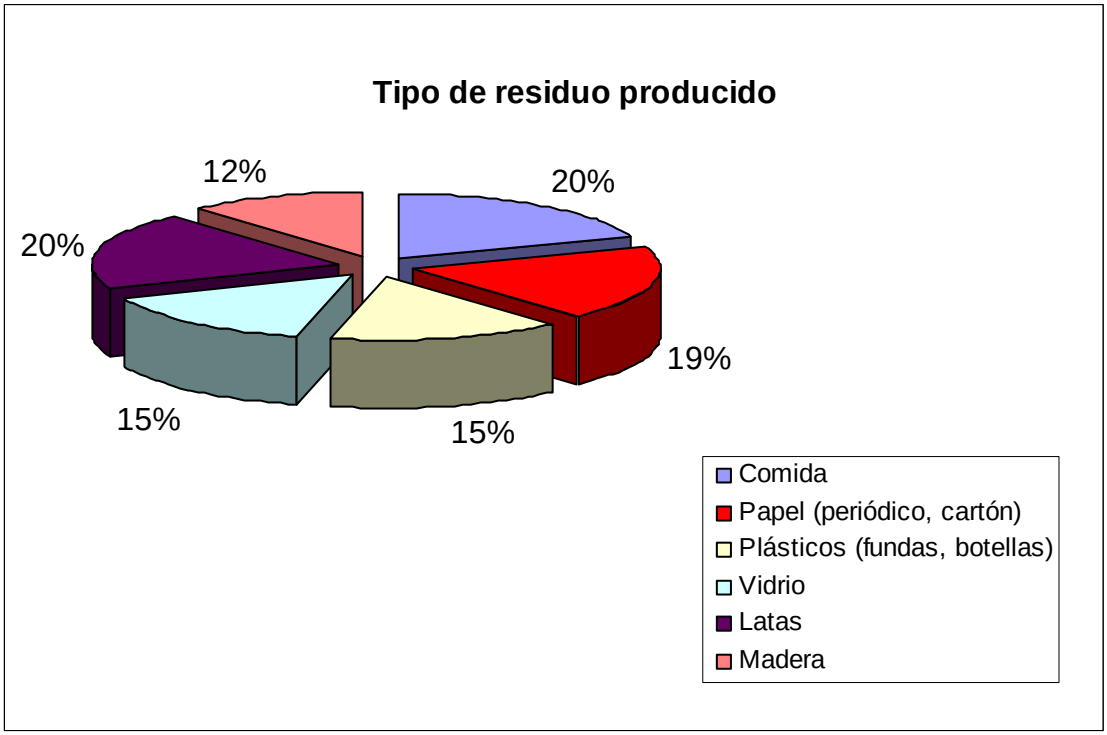


Figura 2-14 Porcentaje de tipos de residuos producidos

Los tipos de recipientes y el porcentaje de su uso dentro de la comunidad para el almacenamiento de la basura son los mostrados a continuación:

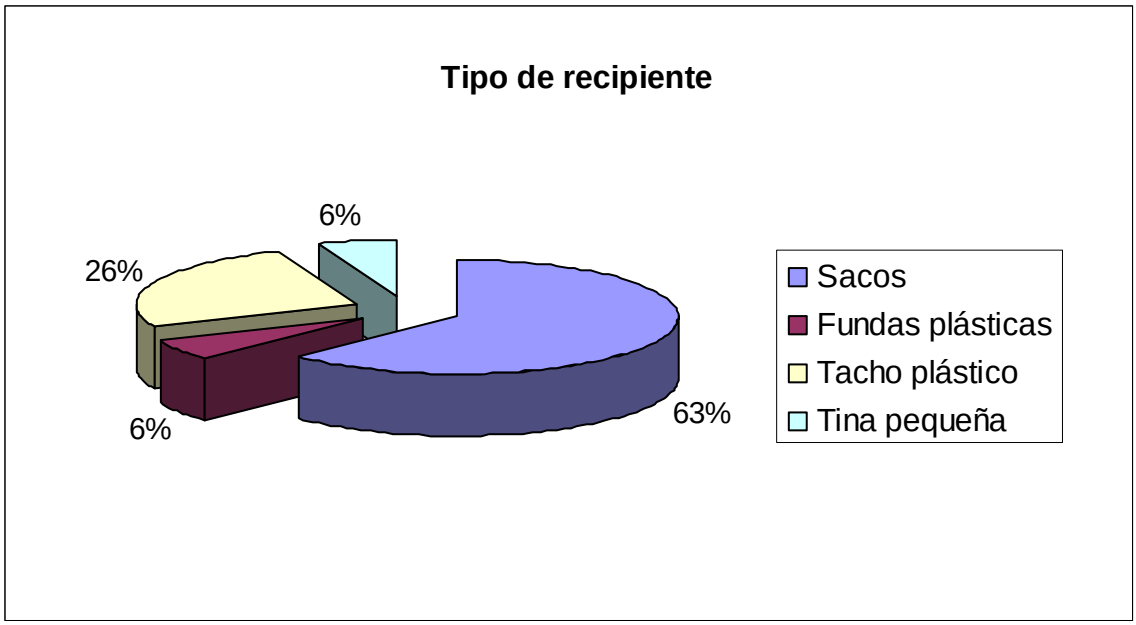


Figura 2-15 Porcentaje de tipos de recipientes usados

En la actualidad todas las familias cuentan con servicio de recolección de desechos sólidos que se realiza todos los días sábados, y que está a cargo del Municipio de Quinindé.

Si no cuentan con la recolección, la disposición alternativa de la basura la realizan de la siguiente manera:

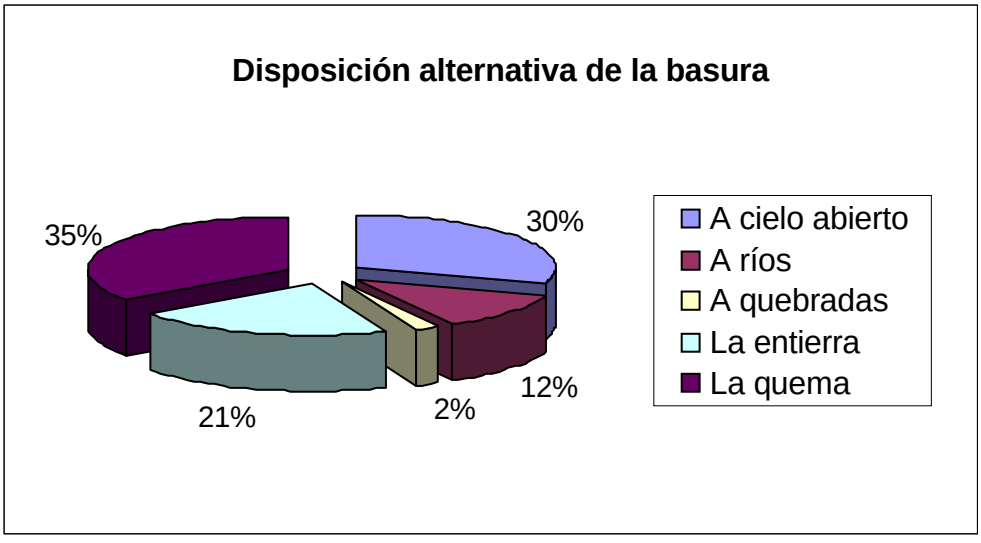


Figura 2-16 Porcentaje de disposición de la basura

Muchas familias (91%) tienen la costumbre de separar la basura. Del total de las familias de la comunidad, el 31% utiliza la basura orgánica como acondicionador del suelo.

ALMACENAMIENTO DEL AGUA	PORCENTAJE
Dentro de casa	88%
Fuera de casa	12%
Con tapa	72%
Sin tapa	28%

Tabla 2-2 Forma del almacenamiento del agua dentro de la familia

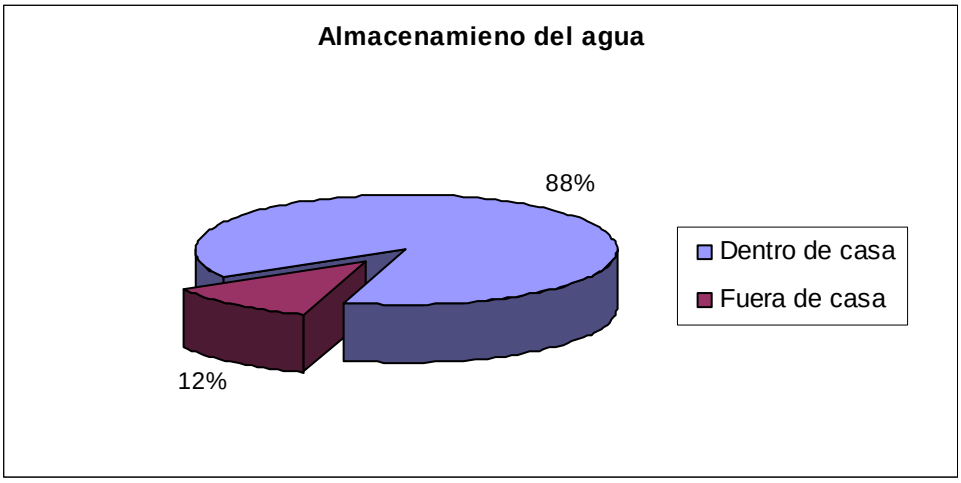


Figura 2-17 Porcentaje de forma del almacenamiento del agua dentro de la familia

El 66% de las familias hierve el agua antes de beberla

La mayoría de los habitantes desinfectan el agua con cloro.

Según los pobladores todos se lavan las manos antes de consumir los alimentos y después de hacer sus necesidades fisiológicas. Sus integrantes se bañan un promedio de 2 veces por día dentro de la casa. Muchas personas acostumbran bañarse en el río y lo hacen con más frecuencia allí que dentro de la casa.

2.4 SERVICIOS DE INFRAESTRUCTURA URBANA EXISTENTE

Los principales servicios de infraestructura presentes en el sector son los que se citan a continuación:

2.4.1 SISTEMA DE AGUA POTABLE

Actualmente la comunidad en el área de estudio cuenta con el abastecimiento de agua potable de manera continua.

Fotografía 2-12 Sitio de ubicación del pozo y la bomba de agua potable. Junto, encargado de encender la bomba

Fotografía 2-13 Tanque elevado para la distribución del agua potable

2.4.2 ENERGÍA ELÉCTRICA Y TELEFONÍA

El área de estudio cuenta con redes de energía eléctrica manejada por la Empresa Eléctrica de Esmeraldas.

En lo que se refiere a servicios de telefonía, la mayoría de los habitantes cuentan con teléfonos celulares, y un pequeño porcentaje cuenta además con telefonía fija que tiene funcionamiento irregular y localizado.

2.4.3 SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE DESECHOS SÓLIDOS

La recolección de los desechos sólidos funciona según la planificación prevista por la Municipalidad del cantón Quinindé. Se lo realiza todos los sábados, día en el que pasa el carro que se encarga de recoger la basura.

Esta actividad es indispensable en tanto en cuanto evita la proliferación de focos de infección que afectan a la salud pública.

2.4.4 INFRAESTRUCTURA VIAL

La red vial es escasa. Está integrada por carreteras sin pavimentar de una vía, caminos de verano, de herradura y una variedad de senderos que comunican a los poblados existentes en el lugar.

Fotografía 2-14 Vía de acceso a la comunidad Los Arenales - Malimpia

Fotografía 2-15 Las rancheras son los principales medios de transporte hacia las comunidades rurales

2.4.5 OTROS SERVICIOS

Existen otro tipo de servicios a los que se puede hacer referencia, como escuela primaria, colegio, transporte, puesto de auxilio inmediato, subcentro de salud e iglesia.

Fotografía 2-16 Escuela Fiscal Mixta No. 55 “Federico González Suárez” de Malimpia

Fotografía 2-17 Iglesia de Malimpia

CAPITULO 3. DISEÑO DE LA RED

3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Los trabajos topográficos proporcionan la información necesaria, con la exactitud adecuada para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario. Para el efecto se ha requerido la realización, la planimetría y la nivelación de las calles de la comunidad.

En esta etapa se realizaron: un polígono abierto y los levantamientos de líneas de conducción, línea de emisario (canalización que sirve para evacuar las aguas residuales de una población hacia una depuradora o hacia el receptor) y de descarga. Es decir, la nivelación de todas las calles de la comunidad, para determinar cotas y el perfil del terreno, a fin de establecer los cortes o rellenos necesarios para la conducción del sistema de alcantarillado.

Estos están vinculados al polígono cerrado empleado en donde se ubicará la planta de tratamiento.

Al final, los trabajos topográficos fueron enlazados a hitos de control horizontal y vertical de la red de coordenadas (x, y, z) del IGM. En el ANEXO 1. , se adjunta toda la información topográfica realizada.

Para la topografía realizada en campo, se utilizó un el teodolito SOKKIA Modelo DT5S Serie D20 511, que tiene una precisión angular de 5 segundos, con lectura digital.

Figura 3-18 Teodolito SOKKIA Modelo DT5S Serie D20 511

3.1.2 TIPO DE SISTEMA

De acuerdo con las especificaciones del ex – IEOS, el tipo de sistema de alcantarillado a escogerse depende del tipo de área a servirse. En general existen tres niveles de servicio, desde el más simple hasta el alcantarillado convencional, cuya selección tiene que ver con la situación económica de la comunidad, de la topografía, de la densidad poblacional y del tipo de abastecimiento de agua potable existente.

El nivel uno corresponde a comunidades rurales con casas dispersas y que tengas calles sin ningún tipo de acabado.

El nivel dos se utilizará en comunidades que ya tengan algún tipo de trazado de calles, con transito vehicular y que tengan una mayor concentración de casas de modo que se justifique la instalación de tuberías de alcantarillado con conexiones domiciliarias.

El nivel tres se utilizara en ciudades o en comunidades más desarrolladas en las que los diámetros calculados caigan dentro del patrón de un alcantarillado convencional.[3]

Debido a las características topográficas, urbanísticas y sociales del sector, se concluye que el tipo de alcantarillado aplicable a la población de Malimpia corresponde al nivel dos.

Dentro de este nivel, las recomendaciones para el alcantarillado sanitario son: tuberías de H.S. de diámetro mínimo de 100 mm. para conexiones domiciliarias y 200 mm para conducción.

Todos los trabajos están orientados a realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, debido a que la comunidad se encuentra a orillas del río no es necesario la construcción de un sistema de alcantarillado pluvial ya que las aguas lluvias escurren directamente al río, para transportar los caudales producto de las aportaciones sanitarias de la comunidad, y posteriormente tratarlas en la planta de tratamiento para finalmente ser descargadas en el río.

3.1.3 PERÍODO DE DISEÑO

El período de diseño es el tiempo que se estima que va a durar una obra, sea porque sus materiales han dejado de servir conforme a su diseño o porque la obra no alcanza a cubrir las necesidades de una población creciente al final de un período de tiempo dado.

Por esto la determinación depende de los materiales a utilizarse, pero también depende de lograr la recuperación de la inversión realizada.

---

[3] Ecuador. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Proyecto de código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Abastecimiento de agua potable y eliminación de aguas residuales en el área urbana, Quito. p. 272 -273.

La EMAAP-Q recomienda períodos de 25 años para colectores principales y de 30 años para descargas.

En consecuencia, para el diseño del sistema de alcantarillado de Malimpia se adoptó un período de diseño de 25 años.

3.1.4 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE

Para cuantificar el aporte de aguas residuales, se tomarán en cuenta los valores de dotación de agua potable en función del clima, habitantes considerados como población de proyecto, características económicas, culturales y datos de consumo medido por zonas y categorías.

El sistema de agua potable de la comunidad de Malimpia fue diseñado con una dotación de 185 lt/hab./día.[4], lo que se comprueba con el dato del consumo mensual, evidenciado en la encuesta.

Según las normas del Ex – IEOS, las dotaciones recomendadas para poblaciones de hasta 5000 hb. que se encuentran ubicadas en zonas cálidas, oscilan entre 170 – 200 lt./hab./día, y ya que el valor de la dotación para el diseño de agua potable se encuentra dentro de este rango, se considera válido para el cálculo del sistema de alcantarillado sanitario.

3.1.5 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN

Estudios estadísticos han estimado que el porcentaje de agua abastecida que llega a la red de alcantarillado oscila entre el 70% y 80% de la dotación de agua potable.[5]

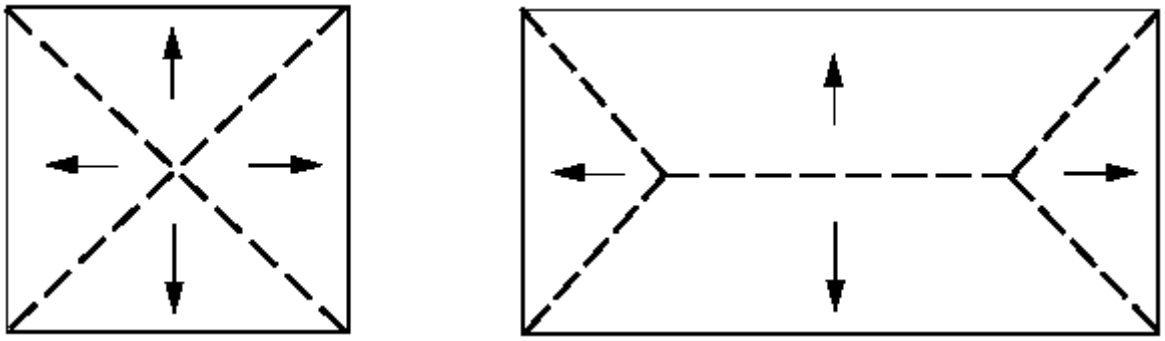
---

[4] Ecuador. Departamento de Operación del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Memoria descriptiva del proyecto de agua potable para “Malimpia”, Provincia de Esmeraldas, Quito, 1972.

Tomando en cuenta las costumbres de la población y las condiciones climáticas del sector, se adopta el límite superior, esto es 80%

3.1.6 AREAS DE APORTACIÓN

La división de las manzanas en áreas tributarias, se efectúa como se explica en los esquemas a continuación:



a. **b.**

Figura 3-19 Delimitación de áreas de aportación a cada tramo

Si las manzanas son cuadradas, o aproximadamente cuadradas (figura a.), se dividen en diagonales, teniendo como lados los ejes de las calles que las circundan. Si son rectangulares o paralelogramos (figura b.), se los divide en triángulos y trapecios. Los lados menores de las manzanas son las bases de los triángulos y los lados adyacentes forman ángulos aproximados de 45º.

3.1.7 ÁREAS DE SERVICIO

Se determinaron las áreas de servicio actual y futura. Estas tienen una influencia directa en el dimensionado de la red de alcantarillado a proyectarse.

---

[5] Ecuador. Ministerio de Salud Pública, Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias(I.E.O.S.), Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable y sistemas de alcantarillado urbanos y rurales, Quito.

El crecimiento de la población se prevé se extenderá en la parte sur – oeste, es decir en la entrada a la comunidad por la vía Arenales – Malimpia (en el puente del estero del río Malimpia).

Área actual:	5.56 Ha
Área futura total:	8.08 Ha

Tabla 3-3 Áreas de servicio

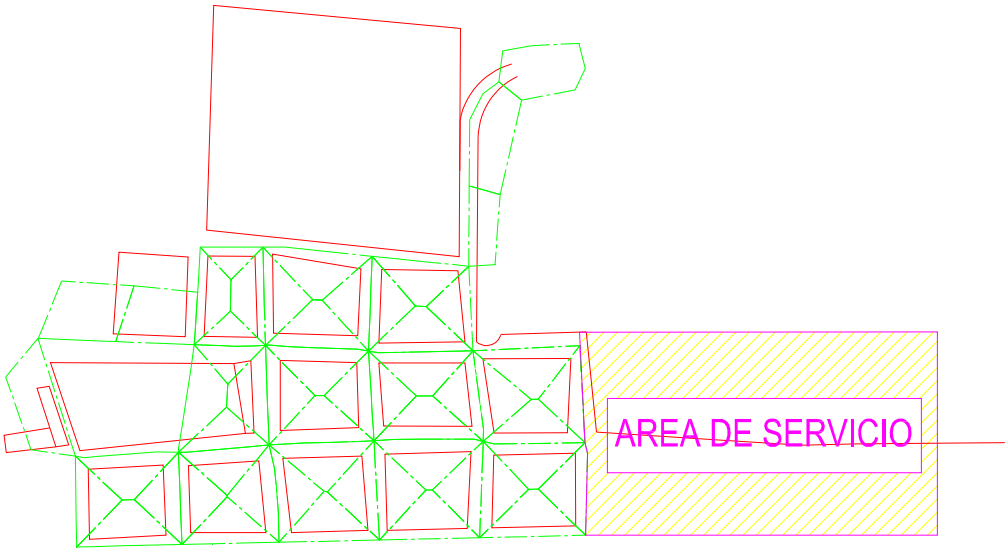


Figura 3-20 Área de crecimiento futuro

3.1.8 DENSIDAD POBLACIONAL.

Es la cantidad de personas existentes en una población en relación con la superficie en la que habitan. Es un modo de reflejar la agrupación, lo que, a su vez, indica el grado de concentración de individuos en el territorio.

Para el caso de Malimpia, se considera de igual densidad la zona del centro poblado y el área de influencia del proyecto, por considerarlo un poblado homogéneo y regular.

Población futura:	645 hb
Área futura:	8.08 Ha
Densidad futura	79.83 hb/Ha

Tabla 3-4 Cálculo de densidad

La población futura resulta del análisis poblacional que se detalla en 3.2 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA en la página 38.

3.1.9 TIPO DE TUBERÍA

Para los sistemas de alcantarillado existen diferentes materiales para tuberías. Cada una posee características propias, tales como rugosidad e irregularidades del canal. Dichas características se evalúan en un factor que influye en el cálculo de las velocidades en los conductos. Para el caso de la ecuación de Manning se presentan dichos valores en la siguiente tabla:

TIPO DE CONDUCTO	η
Tubería de Hormigón Simple	0,013
Tubería plástica	0.010
Colectores y tuberías de hormigón armado	0.015

Tabla 3-5 Coeficiente de rugosidad η para la fórmula de Manning

Considerando que el aspecto económico es determinante en la construcción de obras civiles, se requiere utilizar los materiales a los que se tenga mayor acceso y que sean más económicos.

En el caso de la población en estudio, el material más usado y económico es el hormigón simple. Por ello este es el material adoptado para las tuberías de la conducción

3.1.10 PROFUNDIDADES

En términos generales, la red de alcantarillado se diseñará a profundidades que permitan la evacuación de las aguas lluvias y/o servidas de los predios a cada lado de las calles, desde los puntos de nivel más bajo referido a la rasante de la calzada en el caso particular de Malimpia. En todas las microcuencas, las redes se diseñarán manteniendo la pendiente natural del terreno y que tengan profundidades mínimas de 1,20 m sobre la clave de la tubería y/o colector[6] para garantizar la evacuación de aguas servidas desde las viviendas aledañas y para evitar daños por efecto del tráfico vehicular.

3.2 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA

En vista de que la población es siempre un factor relevante al estimar usos futuros del agua, es necesario pronosticar, de alguna manera, cuál sería la población en el futuro.[7]

Para el cálculo de la población futura se han hecho las proyecciones de crecimiento utilizando los métodos conocidos que permitan establecer comparaciones, además que orienten el criterio para escoger la mejor de ellas que se ajuste a las condiciones del sector en estudio.

---

[6] Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMMAP-Q). Parámetros de diseño para sistemas de alcantarillado, Quito, 1999. p. 6

[7] Ecuador. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Proyecto de código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Abastecimiento de agua potable y eliminación de aguas residuales en el área urbana, Quito., p.

A continuación se presentan los resultados de los censos de los años de 1990 y 2001 elaborados por el INEC[8], y el valor de la población para el año presente obtenido mediante el recuento poblacional, resultado de las encuestas realizadas por los autores:

AÑO	No. POBLADORES (hb)
1990	177
2001	265
2006	297

Tabla 3-6 Población por años

3.2.1 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

Para el cálculo de la población futura ha de considerarse el período de diseño del sistema. Debe notarse que éste transcurrirá desde la ejecución misma del proyecto, por lo que la especificación de la fecha inicio de la construcción es importante para determinar el año final del período de diseño.

Dado que la alcaldía de Quinindé está enterada de la situación y expuso su interés en este proyecto, se prevé que el año de ejecución será el próximo (2007), el cual se toma como el año inicial del período de diseño. Correspondientemente el año final es 2032 al considerar un $\Delta t = 25$ años.

Se debe considerar también que la proyección final debe hacerse desde el último año de censo registrado o de recuento poblacional (en este caso del año 2006) ya que este es el valor real, y de aquí ajustar la proyección calculada.

[8] ANEXO 2.

3.2.1.1 Métodos matemáticos

- Crecimiento Lineal o aritmético

Se basa en el hecho de que la variación de la población con respecto al tiempo es constante e independiente de que tan prolongado sea éste, esto es que se consideran tasas de crecimiento poblacional constantes.

$$\frac{\partial P}{\partial t} = Ka$$

$$\int_{Po}^{Pf} \partial P = Ka \cdot \int_{to}^{tf} \partial t$$

$$Pf - Po = Ka \cdot (tf - to)$$

La población futura es luego estimada a partir de:

$$Pf = Po + Ka \cdot (tf - to)$$

Ecuación 3-1 Población futura utilizando el método lineal

Donde:

Pf: Población futura o proyectada
Po: Población presente
to: Tiempo de censo actual
tf: Tiempo de censo próximo
Ka: Taza de cambio de la población. Para este método es un valor constante. Se obtiene de los datos de población de los censos.

La validez de este método se puede verificar examinando el crecimiento de la comunidad para determinar si se han producido variaciones poblacionales similares o iguales entre los censos recientes registrados.

Se tiene el inconveniente que, para plazos largos existe discrepancia con la realidad histórica, ya que el crecimiento en éste método se hace ilimitado.

A continuación se realiza el análisis poblacional, utilizando éste método para la comunidad de Malimpia:

$$Ka = \frac{pf\ -\ po}{tf\ -to}$$

Ecuación 3-2 Tasa de cambio poblacional para el método lineal

$$Ka_1 = \frac{265-177}{2001-1990} = 8.0\,\frac{hb}{año}$$

$$Ka_2 = \frac{297-265}{2006-2001} = 6.5\,\frac{hb}{año}$$

$$Ka_{promedio} = \frac{8.0+6.5}{2} = 7.2\,\frac{hb}{año}$$

$$Pf = Po + Ka\cdot(tf\ -to)$$

$$P_{2032} = P_{2006} + Ka_{promedio}\cdot(2032-2006)$$

$$P_{2032} = 297 + 7.2\cdot(26)$$

$$P_{2032} = 484\ hb$$

- Método geométrico

La hipótesis de un porcentaje de crecimiento geométrico o uniforme supone que la taza de incremento es proporcional a la población. Es decir que el crecimiento por unidad de tiempo es proporcional a la población en cada lapso de tiempo.

$$\frac{\partial P}{\partial t} = Ka\cdot P$$

$$\frac{\partial P}{P} = Ka\cdot\partial t$$

$$\int_{Po}^{Pf} \frac{1}{P} \partial P = Ka \cdot \int_{to}^{tf} \partial t$$

$$\ln Pf - \ln Po = Kg \cdot (tf - to)$$

$$\ln Pf = \ln Po + Kg \cdot (tf - to)$$

Crecimiento exponencial:

$$Pf = Po \cdot e^{Kg \cdot (tf - to)}$$

Crecimiento geométrico

$$Pf = Po \cdot (1 + r)^{\Delta t}$$

Ecuación 3-3 Población futura utilizando el método geométrico

$$r = \left[\left(\frac{Pa}{Pca} \right)^{\frac{1}{Tcp - Tca}} \right]$$

Ecuación 3-4 Tasa de crecimiento para el método geométrico

Donde:

r: tasa de crecimiento o índice de crecimiento
Tca: Tiempo de censo actual o inicial
Tcp: Tiempo de censo futuro o subsiguiente

El método considera que el logaritmo de la población varía linealmente con el tiempo.

Para la cabecera cantonal Malimpia y con los datos disponibles, se tiene:

$$r_1 = \left(\frac{265}{177} \right)^{\frac{1}{2001 - 1990}} - 1 = 0.0374$$

$$r_2 = \left(\frac{297}{265}\right)^{\frac{1}{2006-2001}} - 1 = 0.0233$$

$$r_{promedio} = \frac{0.0374 + 0.0233}{2} = 0.0303$$

Con la que la proyección sería:

$$Pf = Po \cdot (1 + r)^{\Delta t}$$

$$P_{2032} = P_{2006} \cdot \left(1 + r_{promedio}\right)^{(2032-2006)}$$

$$P_{2032} = 297 \cdot (1 + 0.0303)^{(26)}$$

$$P_{2032} = 645 hb$$

3.2.1.2 Métodos estadísticos

Este método presenta ecuaciones que mediante regresiones lineales o exponenciales se puede establecer qué comportamiento presenta el crecimiento poblacional.

TIPO DE REGRESIÓN	ECUACIÓN
Línea recta	$y = a + bx$
Exponencial	$y = a \cdot e^{bx}$
Logarítmica	$y = a + b \cdot \ln(x)$
Potencial	$y = a \cdot x^b$

Tabla 3-7 Tipos de regresiones para el método estadístico

Donde:

y: Población al tiempo tx

x: Tiempo en años

a y b: coeficientes de regresión obtenidos resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones simultaneas, teniendo en cuenta la relación de variables.

$$An + B\sum Xi = \sum Yi$$

$$\sum An \quad Xi + B\sum Xi^{2} = \sum Yi \cdot Xi$$

$$R^{2} = \frac{\left[n\sum XY - \left(\sum X\right)\cdot\left(\sum Y\right)\right]}{\left[n\sum X^{2} - \left(\sum X\right)^{2}\right]\cdot\left[n\sum Y^{2} - \left(\sum Y\right)^{2}\right]}$$

Ecuación 3-5 Coeficiente R^2

REGRESIÓN	A	B	Xi	Yi
Línea recta	a	b	Xi	Yi
Exponencial	Ln a	b	Xi	Ln Yi
Logarítmica	a	b	Xi	Yi
Potencial	Ln a	b	Xi	Ln Yi

Tabla 3-8 Relación de variables para las regresiones estadísticas

- Regresión Línea recta

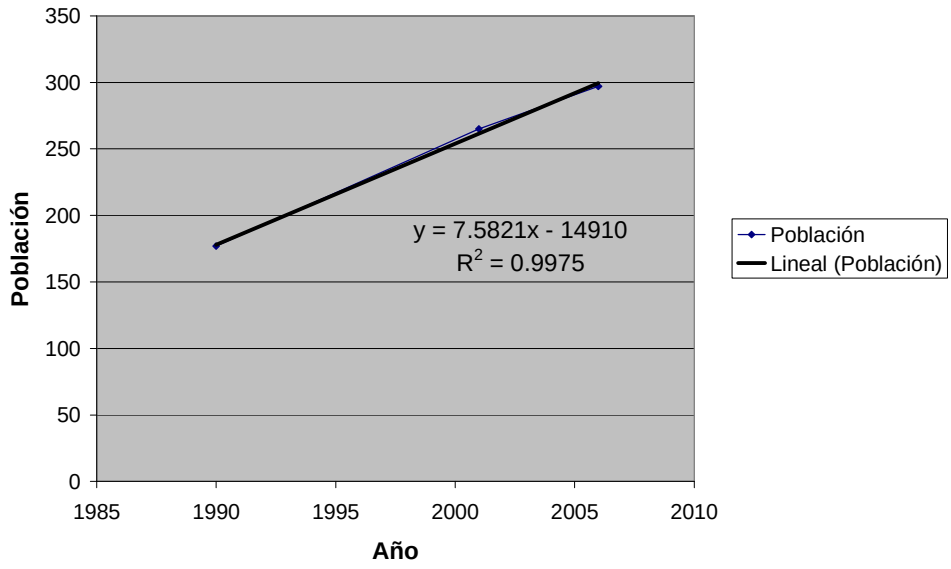


Figura 3-21 Regresión Línea recta

- Regresión Exponencial

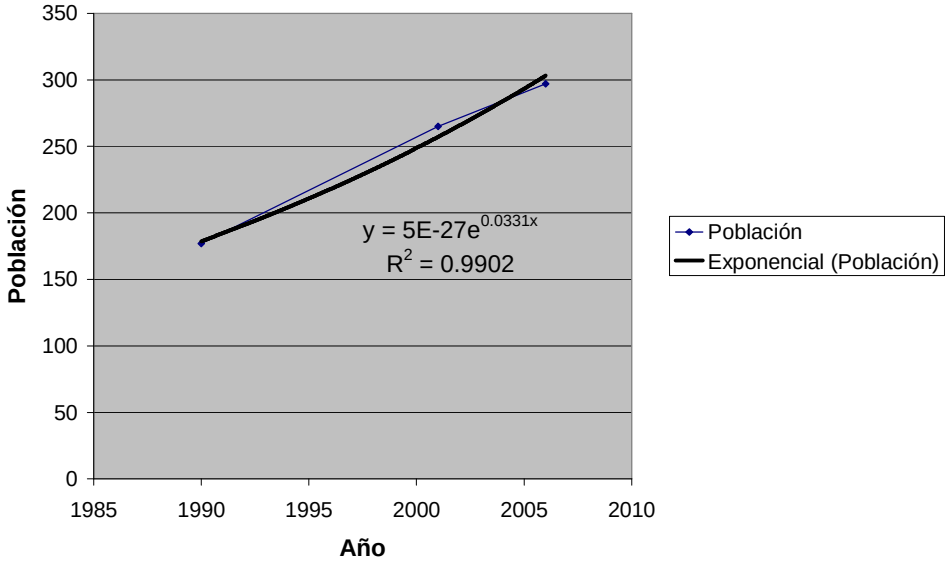


Figura 3-22 Regresión Exponencial

- Regresión Logarítmica

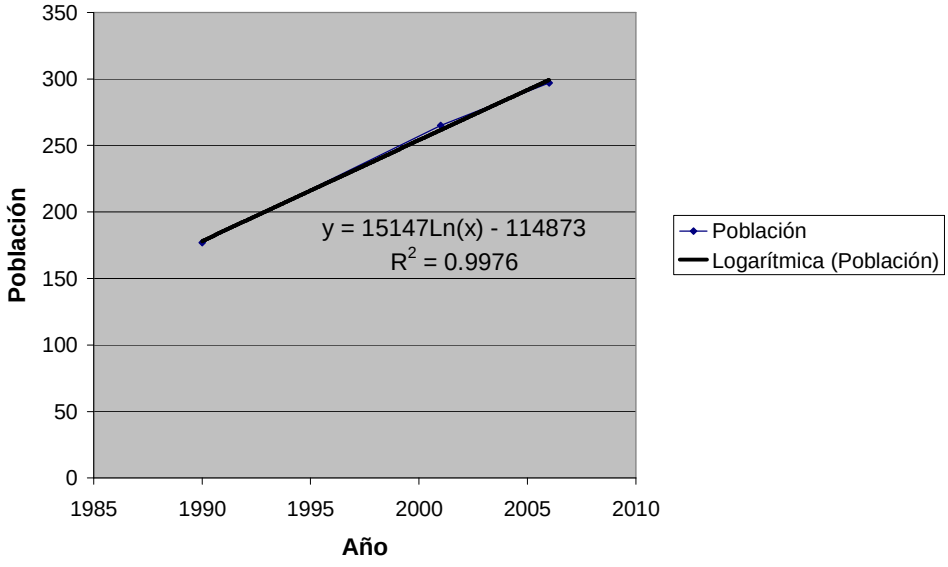


Figura 3-1: Regresión Logarítmica

- Regresión Potencial

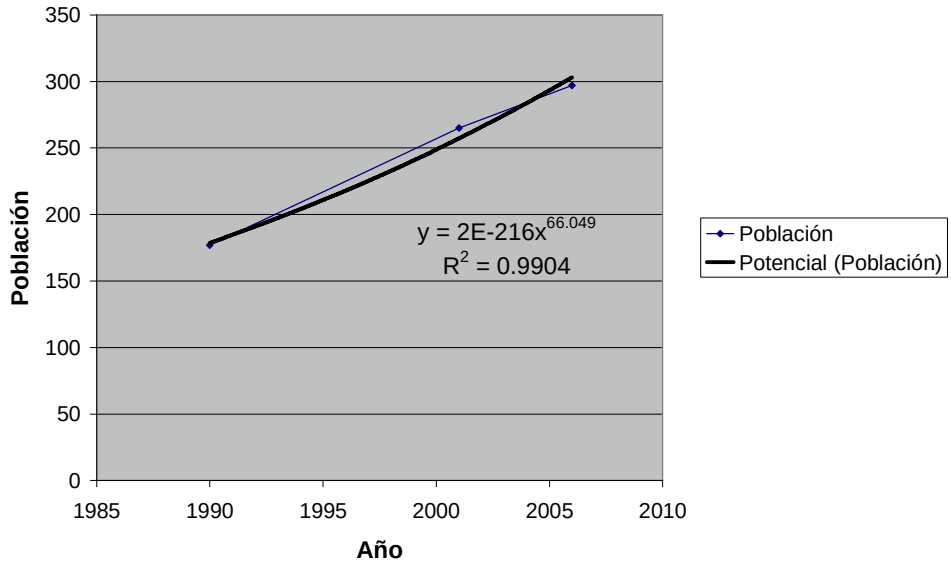


Figura 3-2: Regresión Potencial

MÉTODO	R^2
Línea recta	0.9975
Exponencial	0.9902
Logarítmica	0.9976
Potencial	0.9904

Tabla 3-9: Resumen de R^2 de los métodos estadísticos

Se puede observar que la regresión logarítmica es aquel proceso que se aproxima de una mejor forma a la realidad, por el valor de R^2 = 1.0. Se procede a calcular la población futura con base en éste método:

La ecuación de proyección futura es:

$$y = b \cdot Ln(x) + a$$

$$y = 15147 \cdot Ln(x) - 114873$$

$$P_{2006} = 15147 \cdot Ln(2006) - 114873$$

$$P_{2006} = 303\,hb$$

Pero el valor real, proveniente del recuento poblacional es 297 hb. Es por eso que es necesario hacer un ajuste. De donde resulta:

$$y = 15147 \cdot Ln(x) - 114879$$

Ecuación 3-6 Población futura utilizando el método estadístico logarítmico

$$P_{2006} = 15147 \cdot Ln(2006) - 114879$$

$$P_{2006} = 297\,hb$$

$$P_{2032} = 15147 \cdot Ln(2032) - 114879$$

$$P_{2032} = 492\,hb$$

3.2.1.3 Otro

Usando recomendaciones del MIDUVI, para el cálculo de la población futura en zonas rurales, se puede considerar un valor de índice de crecimiento que se tomará de las normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable[9]:

REGIÓN GEOGRÁFICA	r (%)
Sierra	1.0
Costa, Oriente Y Galápagos	1.5

Tabla 3-10: tasas de crecimiento poblacional según el MIDUVI

[9] Ecuador. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Subsecretaria De Saneamiento Ambiental (SSA), Agencia De Los Estados Unidos Para El Desarrollo Internacional (USAID), Normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural, Quito, 1995. p. 22

$$PP = Po \cdot \left(1 + \frac{r}{100}\right)^{n}$$

Ecuación 3-7 Población futura utilizando el método sugerido por el MIDUVI

Donde:

PP: Población proyectada
Po: Población presente
r: Incremento probable por año
n: Número de años considerados

Para el caso analizado:

$$PP = 297 \cdot \left(1 + \frac{1.5}{100}\right)^{26}$$

$$P_{2032} = 437\ hb$$

3.2.2 ANÁLISIS POBLACIONAL

A continuación se presenta un resumen de las poblaciones futuras calculadas por los distintos métodos:

MÉTODO	POBLACIÓN ESTIMADA (hb)
Aritmético	484
Geométrico	645
Estadístico	492
MIDUVI	437

Tabla 3-11: Resumen de poblaciones estimadas por diferentes métodos

Para la proyección de la población se debe considerar la existencia de una población flotante, es decir aquella que en realidad no vive en la ciudad pero que en ciertos días van a la ciudad y consumen agua. Además se debe prever el hecho de que el sector se convertirá en zona turística y por tanto con mayor crecimiento poblacional.

Por lo anteriormente expuesto se asume un valor de población futura igual al calculado por el método geométrico, es decir la población estimada es de 645 hb.

3.3 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.

El caudal de diseño es igual a la suma del caudal máximo de aguas servidas más el caudal de infiltración y más el caudal de aguas ilícitas

3.3.1 CAUDAL DE AGUAS SERVIDAS

El caudal sanitario estará conformado por las aguas de origen doméstico, residencial e industrial.

El caudal medio de las aguas residuales se considera, como ya se expreso en 3.1.5, igual al 80% de la dotación de agua potable[10]

$$Q_{AS} = \frac{(0.8 \cdot Do) \cdot P_f}{86\,400}$$

Ecuación 3-8 Caudal de aguas servidas

Donde:

Q_{AS} : Caudal medio de aguas servidas (l/s)
Pf : Población futura (hb)
Do : Dotación (l / hb / día)

3.3.2 COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD O MAYORACIÓN (M)

El caudal medio de aguas servidas se utilizará siempre como parámetro para obtener el caudal máximo instantáneo, para lo cual se lo afectará por el coeficiente de simultaneidad o de mayoración "M" igual a:

$$M = \frac{2{,}228}{Q_{AS}^{\,0{,}073325}}$$

Ecuación 3-9 Coeficiente de mayoración

[10] Ecuador. Ministerio de Salud Pública, Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias(I.E.O.S.), Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable y sistemas de alcantarillado urbanos y rurales, Quito. p. v-3.1

En donde:

M	: Coeficiente de simultaneidad o mayoración.
Condición	: M = 4, cuando Q < 4 l/s
Rango de límites	: 1,5 ≤ M ≤ 4
Q_{AS}	: Caudal medio diario de aguas servidas en (l/s).

3.3.3 CAUDAL DE INFILTRACIÓN

Proveniente de aguas subterráneas, para aquellos terrenos en los que la red de alcantarillado encuentra napas freáticas altas, se producirá la infiltración de aguas subterráneas. Se estima que la magnitud de estos caudales es directamente proporcional al área de la cuenca, Ai, en la cual la napa freática es lo suficientemente alta como para causar infiltración en el sistema de alcantarillado, multiplicando el área Ai en Ha, por un coeficiente "εi" expresado en l/s/Ha:

$$Q_{INF} = \Sigma(\varepsilon_i A_i)$$

Ecuación 3-10: Caudal de infiltración

En este caso se considera un valor de caudal de infiltración bajo, debido a que el nivel freático se encuentra a 10.50 m. de profundidad desde la superficie, como se presenta en el ANEXO 3. [11]

El caudal de infiltración considerado corresponde al agua proveniente de la lluvia e infiltrada por el estrato de tierra permeable.

La existencia de aguas subterráneas confinadas o artesianas no se presenta en este caso, ya que como se nota en la estratigrafía, el lecho por encima del nivel

[11] Ecuador. Departamento de Operación del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Memoria descriptiva del proyecto de agua potable para "Malimpia", Provincia de Esmeraldas, Quito, 1972.

estático de bombeo corresponde a arenas y gravillas, siendo estas muy permeables, por lo que no permiten el confinamiento del agua.

Para sistemas nuevos de alcantarillado o sistemas existentes en los que se hayan utilizado juntas resistentes a la infiltración y áreas de servicio comprendidas entre 40.5 y 5000 Ha, el caudal de infiltración se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{\inf} = 42.51 \cdot \left[\frac{m^3}{Ha \cdot día} \right] \cdot A^{-0.3} \cdot [Ha] \cdot \left(\frac{1 día}{86400 seg} \right) \cdot \left(\frac{1000 lts}{1 m^3} \right)$$

Ecuación 3-11: Caudal de infiltración para áreas grandes

Para áreas inferiores a 40.5 Ha el caudal de infiltración es igual a:

$$Q_{\inf} = 14 \cdot \left[\frac{m^3}{Ha \cdot día} \right] \cdot A \cdot [Ha] \cdot \left(\frac{1 día}{86400 seg} \right) \cdot \left(\frac{1000 lts}{1 m^3} \right)$$

Ecuación 3-12 Caudal de infiltración para áreas pequeñas

En donde:

Q inf. : Caudal de infiltración (l /seg.)
A : Área acumulada en Ha

3.3.4 CAUDAL DE AGUAS ILÍCITAS

Debido a conexiones erróneas ocurridas cuando las canalizaciones pluviales del domicilio conecten sus aguas a la caja de revisión domiciliaria de las aguas servidas

$$Q_{ilicitas} = 80 \frac{lts}{hb \cdot dia} \cdot PA$$

Ecuación 3-13 Caudal de aguas ilícitas

Donde:

$Q_{ilícitas}$: Caudal de aguas ilícitas (l/s)
PA : Población aportante acumulada al tramo de diseño (hb)

3.4 HIDRÁULICA DE LOS COLECTORES

Las tuberías se diseñarán a tubo parcialmente lleno, con el 80% de capacidad máxima de la sección del tramo. Se mantendrá siempre las condiciones de flujo a gravedad en los colectores o tuberías.

3.4.1 FORMULAS PARA DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO.

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

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

Ecuación 3-14 Ecuación de Manning para cálculo de la velocidad

Donde:

V : Velocidad (m/s)
n : Coeficiente de rugosidad (adimensional) ver Tabla 3-5
R : Radio hidráulico (m)
J : Pendiente (m/m) en fracción

El Radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{Am}{Pm}$$

Ecuación 3-15 Radio Hidráulico

Donde:

R : Radio hidráulico (m)
Am : Área de la sección mojada (m2)
Pm : Perímetro de la sección mojada (m)

3.4.1.1 Flujo en tuberías con sección llena

Para tuberías con sección llena el radio hidráulico se calcula como sigue:

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

Ecuación 3-16 Radio Hidráulico para tuberías con sección llena

Donde:

D : Diámetro (m)

Sustituyendo el valor de (R), en la fórmula de Manning para tuberías a sección llena se tiene:

$$V = \frac{0.397}{n} * D^{2/3} * J^{1/2}$$

Donde:

D : Diámetro (m)

En función del caudal, con:

$$Q = V * A$$

Ecuación 3-17 Ecuación de continuidad

Donde:

Q : Caudal (m^3/s)

A : Área de la sección circular (m^2)

$$Q = \frac{0.312}{n} * D^{8/3} * J^{1/2}$$

Ecuación 3-18 Caudal para tuberías con sección llena

3.4.1.2 Flujo en tuberías con sección parcialmente llena

Para tuberías con sección parcialmente llena:

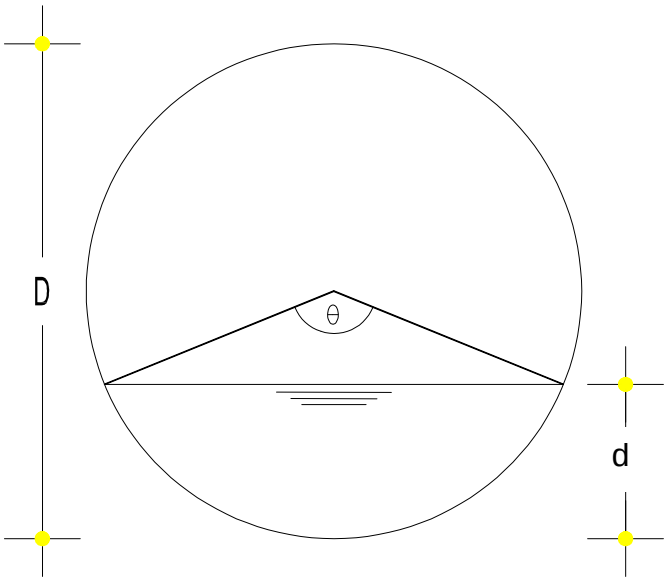


Figura 3-23 Sección de una tubería parcialmente llena

$$\theta^{o} = 2 * ar\ \cos * \left[1 - \frac{2 * h}{D}\right]$$

Ecuación 3-19 Ángulo central Θº (en grado sexagesimal)

Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{360\ * sen\ \theta^{o}}{2 * \pi * \theta^{o}}\right)$$

Ecuación 3-20 Radio Hidráulico para tuberías con sección parcialmente llena

Sustituyendo el valor de (R), en la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena se logra:

$$V = \frac{0.397}{n} * D^{2/3} * J^{1/2}$$

Ecuación 3-21 Ecuación de Manning para cálculo de la velocidad en tuberías con sección parcialmente llena

En función del caudal:

$$Q = \frac{0.312}{n} * D^{8/3} * J^{1/2}$$

Ecuación 3-22 Caudal para tuberías con sección parcialmente llena

3.4.2 PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS CONDUCTOS CIRCULARES

Las relaciones hidráulicas fundamentales surgen a partir de que la conducción puede trabajar parcialmente llena o totalmente llena, por lo que se tiene:

$$v = \frac{1}{n} \cdot r_h^{\frac{1}{1}} \cdot j^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \cdot \left(\frac{r_h}{R_H}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{j}{J}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{N}{n} \cdot \frac{a}{A} \cdot \left(\frac{r_h}{R_H}\right)^{\frac{1}{6}}$$

3.4.2.1 Relación d/D

$$\frac{d}{D} = -9.0716 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 33.705 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 48.018 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 33.526 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 12.247 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 2.97669 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.0416$$

Ecuación 3-23 Relación d/D

3.4.2.2 Relación v/V

$$\frac{v}{V} = -31.842 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 109.45 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 146.61 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 96.619 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 32.826 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 6.0821 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.1879$$

Ecuación 3-24 Relación v/V

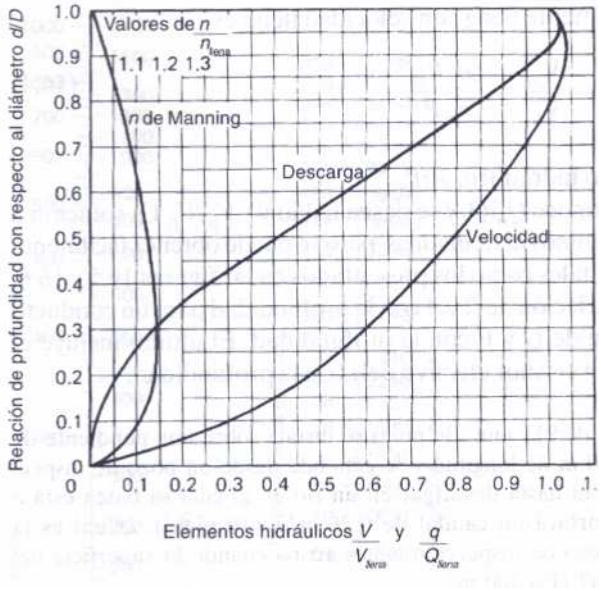


Figura 3-24 Variación del flujo y l a velocidad con la profundidad en tuberías circulares

3.4.3 CRITERIOS DE VELOCIDAD EN LOS CONDUCTOS:

El caudal de aguas residuales deberá circular siempre a una velocidad suficiente para evitar la sedimentación de materia sólida en la alcantarilla. Para ello, las alcantarillas de aguas residuales se proyectan con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0.60 m/s con sección llena o semillena. La velocidad será menor a 0.60 m/s cuando el llenado sea menor que la mitad del diámetro.

La velocidad cerca del fondo de la alcantarilla es la más importante a efectos de la capacidad transportadora del agua que fluye, se ha podido comprobar que una

velocidad media de 0.30 m/s es suficiente para evitar un depósito importante de sólidos. Para impedir el depósito de materia mineral, tal como arena y grava, se tendrá en cuenta que la velocidad media adecuada en las alcantarillas sanitarias es de 0.75 m/s. estos valores son los mínimos.[12]

La velocidad mínima corresponde a la velocidad de arrastre, que tiene que ver con el tamaño de las partículas a acarrear (velocidad de autolimpieza). Esta puede ser calculada con la expresión:

$$Va = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \cdot \left[k \cdot e \cdot (So - 1)\right]^{1/2}$$

Ecuación 3-25 Velocidad de arrastre o de autolimpieza

Donde:

Va : Velocidad de arrastre (m/s)
n : Coeficiente de rugosidad (adimensional) ver Tabla 3-5
R : Radio hidráulico (m)
k : Coeficiente determinado experimentalmente. Su valor se ha estimado para arenas limpias igual a 0.04 y para arenas con adherencia igual a 0.8
e : Espesor de la arena o grava media (m). Las salidas de aguas negras pueden equivaler a partículas de grava media (0.40 cm. a 0.90 cm.)
So : Gravedad especifica ≈ 2.65

Dado que las calles de Malimpia son de tierra, se considera que la arena puede entrar por los agujeros de las tapas de los pozos de revisión. Debido a esto las velocidades de auto limpieza se calculan con diámetros de partículas igual a 4 mm.

[12] España. Metcalf & Eddy, Inc., Tratamiento y depuración de las aguas residuales, Barcelona, 1977. p. 114, 115

n de Manning	=	0.013	
Diámetro de la tubería	=	0.2	m
Radio hidráulico	=	0.05	m
k	=	0.04	
espesor de la arena	=	0.004	m
So	=	2.65	
Velocidad de arrastre	=	0.75	m/s

La velocidad mínima correspondiente a la de auto limpieza para este diseño será 0.75 m/s

Detalle	Velocidad mínima (m/s)
V mín. tubo lleno	0.60
v min tubo parcialmente lleno	0.30
V mín. considerada	0.75

Tabla 3-12 Criterios de velocidad mínimas en los conductos

Los criterios de velocidad máxima corresponden a la acción erosiva de la materia en suspensión en los conductos y de la naturaleza de dicha materia, es decir a la abrasión y corresponde a 4 m/s.

Material	Velocidad máxima a tubo lleno (m/s)	n
H.S. con uniones mortero cemento	2.0	0.013
H.S. con uniones mecánicas	3.5 – 4.0	0.013
Asbesto cemento	4.5 – 5.0	0.011
Plástico	4.5	0.011
PVC NOVALOC	8.0	0.009

Tabla 3-13 Criterios de velocidad máxima en los conductos

3.4.4 PENDIENTES MÍNIMAS

A veces es conveniente que las alcantarillas tengan pendientes suaves para no hacer demasiada excavación, tener un recubrimiento mínimo o ajustarse a las exigencias locales, tales como cuando se trata de rellenos llanos o sea pequeño el desnivel total disponible.

Cuando las pendientes sean relativamente suaves, las pendientes y secciones de las alcantarillas se proyectarán de modo que la velocidad aumente progresivamente, o, por lo menos, se mantenga constante al pasar desde las entradas a la salida de la alcantarilla. Esto se hace así para que los sólidos vertidos en ella y transportados por la corriente sean conducidos y no se depositen en algún punto por una disminución de velocidad.

En general, las pendientes mínimas que se indican en la Tabla 3-14 son adecuadas para conductos de pequeño tamaño en la red de saneamiento. [13]

Diámetro (mm)	Pendiente (m/m)
200	0.004
250	0.003
300	0.0022
375	0.0015
450	0.0012
525	0.0010
600	0.0009
675 y mayores	0.0008

Tabla 3-14 Pendientes mínimas para las alcantarillas de aguas residuales

[13] España. Metcalf & Eddy, Inc., Tratamiento y depuración de las aguas residuales, Barcelona, 1977. p. 115, 116.

3.4.5 DIÁMETROS Y/O SECCIONES DE LAS ALCANTARILLAS

El diámetro mínimo en tuberías para los sistemas de alcantarillado sanitario es de 200 mm. y 250 mm. para sistemas de alcantarillado combinado de acuerdo con las especificaciones técnicas de uso normal en el país.[14]

3.4.6 TRANSICIONES – ESCALONES

Para efectos de diseño teórico, se considera el régimen hidráulico como uniforme y permanente; pero las condiciones reales en un tramo cualquiera no satisfacen estrictamente esta condición ya que el caudal no es constante y es además variable en velocidad y en altura de agua.

Si a esta circunstancia se adicionan los cambios de pendiente o de diámetro que suelen producirse entre tramos contiguos, se puede advertir las posibles consecuencias que sobre el régimen hidráulico se produzcan y que podrían indudablemente repercutir en el sistema, creando problemas de retroceso de aguas o sobre presiones en las tuberías.

Para evitar tal circunstancia se proyectan las transiciones verticales entre dos colectores contiguos, por lo cual la diferencia de rasantes entre el colector de llegada y el colector de salida permite que la lámina de agua trate de mantener la permanencia del régimen.

Para la determinación de la transición se considera a los colectores como si estuvieran unidos en el centro de la boca de visita.

---

[14] Ecuador. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Proyecto de código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Abastecimiento de agua potable y eliminación de aguas residuales en el área urbana, Quito. p. 275

$$hr = (h_2 - h_1) + \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\right) + k \cdot \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\right)$$

Ecuación 3-26 Transiciones verticales entre dos colectores contiguos

K = 0.1 para régimen acelerado $v_2 > v_1$

K = 0.2 para régimen retardado $v_2 < v_1$

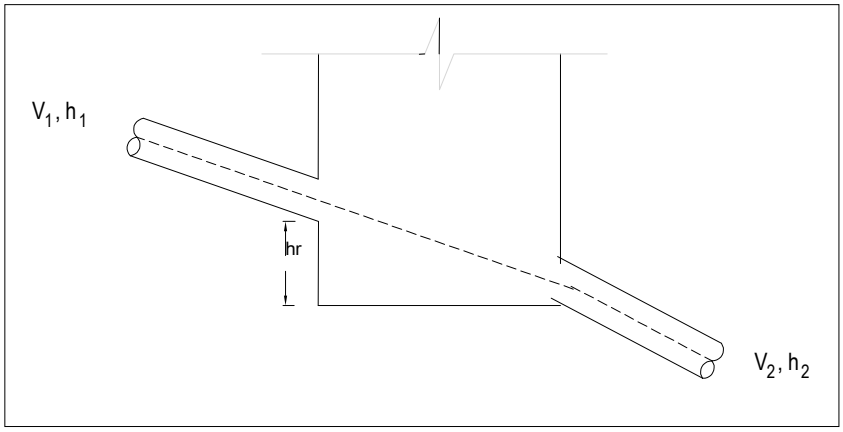


Figura 3-25 Transiciones verticales entre dos colectores contiguos

Los valores así determinados para hr, representan la diferencia de elevación en el centro de la boca de visita entre el colector que llega a ella y el colector que arranca de ahí cuando el alineamiento entre ellos es recto.

De producirse un cambio de dirección habrá que considerar las pérdidas de carga adicionales provocadas por la curvatura, la cual puede determinarse aproximadamente por la siguiente expresión:[15]

$$hc = kc \cdot \frac{vm^2}{2g}$$

Ecuación 3-27 Pérdidas de carga adicionales provocadas por la curvatura

[15]Luis Jaramillo, “Apuntes de alcantarillado”, Quito, Ecuador, 2004

Donde:

hc: pérdidas por curvatura

kc: coeficiente que depende del ángulo de curvatura

vm: mayor de las velocidades en transición

Cuando existe cambio de dirección:

$$hr = (h_2 - h_1) + \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\right) + k \cdot \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\right) + kc \cdot \frac{vm^2}{2g}$$

Ecuación 3-28 Transiciones verticales totales entre dos colectores contiguos (considerando curvaturas)

Se interpreta como un descenso (hr positiva) o ascenso (hr negativa) respectivamente. Pero el último no se puede dar en la práctica por la sedimentación, entonces se tomaría como cero el hr.

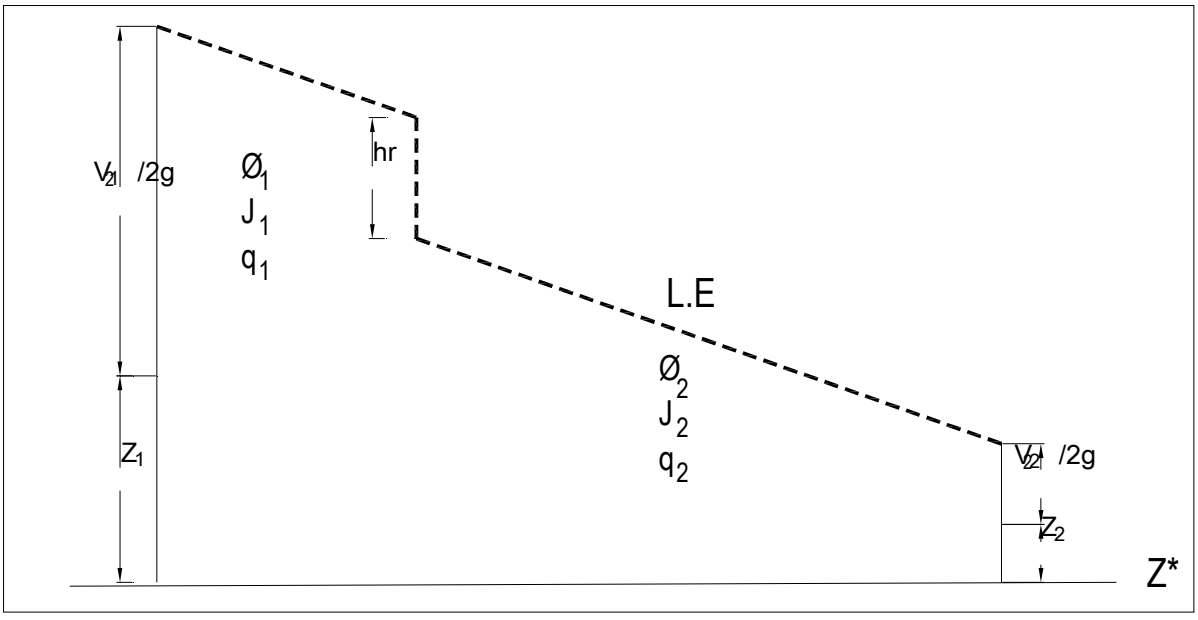


Figura 3-26 Línea de energía de transiciones verticales entre dos colectores contiguos

3.5 CÁLCULO DE RED DE ALCANTARILLADO

A continuación se presentan los cuadros de cálculo, considerando los criterios ya aplicados y con las condiciones de distribución al plano 1/11 del ANEXO 6.

3.6 EJEMPLO DE CÁLCULO

TRAMO PZ16 - PZ11

Densidad	$= \frac{P_f}{A_f} = \frac{645\ hb}{8.08\ Ha}$
	$= 79.83\ hb\ /\ Ha$
Dotación AP	$= 185\ lt\ /\ hb\ /\ día$
Cota terreno PZ16	= 104.56 m.s.n.m
Cota terreno PZ11	= 104.40 m.s.n.m
Longitud	= 72.99 m
Área parcial	= A (PZ16 – PZ11) = 1199.36 m^2
	= 0.12 Ha
Área acumulada	= A (PZ21 – PZ16) + A (PZ26 – PZ16) + A (PZ15 – PZ16) + A (PZ16 – PZ11)
	= 0.39 + 0.37 + 0.12 + 0.12
	= 0.99 Ha.
Población acumulada	= área acumulada * densidad
	= 0.99 * 79.83
	= 79 hb.
Caudal de Aguas servidas	= 0.8 * dot * población acum / 86400
	= 0.14 lt/seg.
Factor M:	$Q_{AS} < 4\,lt/seg.: \quad M = 4$
	$Q_{AS} \geq 4\,lt/seg.: \quad M = \frac{2.228}{Q_{AS}^{0.073325}}$
	$Donde:$
	$Q_{AS}: Caudal\ aguas\ servidas\ (m^3/seg.)$
$Q_{AS} = 0.14 lt/seg < 4 lt/seg$	$\rightarrow M = 4$
Caudal Sanitario	= Q_{AS} * M = 0.14 lt/seg. * 4
	= 0.54 lt/seg.

Caudal de Infiltración	= 14 * Área acumulada / 86400
$q_{inf.}$	= 14 * (0.99 Ha * 1000) / 86400
	= 0.16 lt/seg.
Caudal de aguas ilícitas	= 80 * población acumulada / 86400
$q_{ilícitas}$	= 80 * 79 / 86400
	= 0.07 lt/seg.
Caudal de diseño	= caudal sanitario + $q_{inf.}$ + $q_{ilícitas}$
q	= 0.54 + 0.16 + 0.07
	= 0.78 lt/seg.
Diámetro = D	= 200 mm = 0.2 m.
Pendiente = J	= 20 ‰
Coeficiente de rugosidad de Manning n	= 0.013 para HS
Velocidad = V	$=(D/4)^{2/3} * (J*0.001)^{1/2} * (1/n)$
	$=(0.2/4)^{2/3} * (20*0.001)^{1/2} * (1/0.013)$
	= 1.46 m/s ≥ V_{min} = 0.75 m/s ok.
Caudal a tubería llena = Q	$= V * \pi * D^2/4$
	$= 1.46 * \pi * (0.2)^2/4$
	= 0.046 m^3/seg. = 46 lt/seg.
Relación q/Q	= 0.78 / 46
	= 0.02
Relación d/D	= 0.09.
Relación v/V	= 0.53.
v	= (Relación v/V) * V
	= 0.77 ≥ v_{min} = 0.3 m/s ok
d	= (Relación d/D) * D
	= 0.09 *0.2
	= 0.02
Cálculo de hr	
SI v (PZ16-PZ11) > [MAX (v (PZ15-PZ16), v (PZ21-PZ16), v (PZ26-PZ16)]	= [d (PZ16-PZ11) - d (v MAX)] + 1.1 * $(v (PZ16-PZ11))^2/(2 * g)$

SI v (PZ16-PZ11) < [MAX(v (PZ15-PZ16), v (PZ21-PZ16), v (PZ26-PZ16)]	= [d (PZ16-PZ11) - d (v MAX)] + 1.2 * (v (PZ16-PZ11))^2/(2 * g)
0.77 > 0.43 m/s	= (0.02 – 0.01) + 1.1 * (0.77)^2/(2 * 9.81)
hr	= 0.03 m = 3 cm
Para cambio de dirección	
v_m	= [MAX(v (PZ26-PZ16), v (PZ15-PZ16)]
v_m	= 0.43 m/s.
hr dirección	= Kc * v_m^2 / (2 * g)
	= 0.25 * 0.43^2 / (2 * 9.8)
	= 0.0023 m = 0.23 cm.
hr total	= hr dirección + hr
	= 3 cm + 0.23 cm
	= 3.23 cm.

3.7 POZOS DE REVISIÓN

Los pozos de revisión se colocarán al inicio de tramos de cabecera y en todo cambio de pendiente, dirección y sección.

La profundidad de la tubería será lo suficiente para recoger las aguas servidas de las casas más bajas a uno u otro lado de la calzada, cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, por seguridad se considerara un relleno mínimo de 1.20 m de alto sobre la clave del tubo.

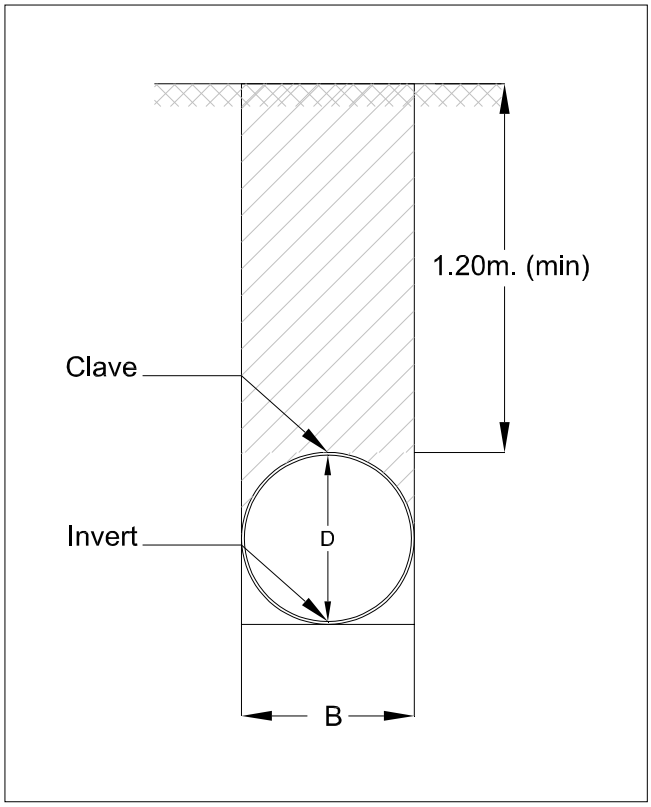


Figura 3-27 Corte de la zanja de instalación del pozo

Se debe tener mucho cuidado cuando en un pozo de revisión llegan tuberías y a su vez sale una de inicio desde él, la cota del invert, de la tubería de inicio debe estar como mínimo a la altura de la cota de la clave de la tubería de menor profundidad para garantizar que el tramo sea de inicio.

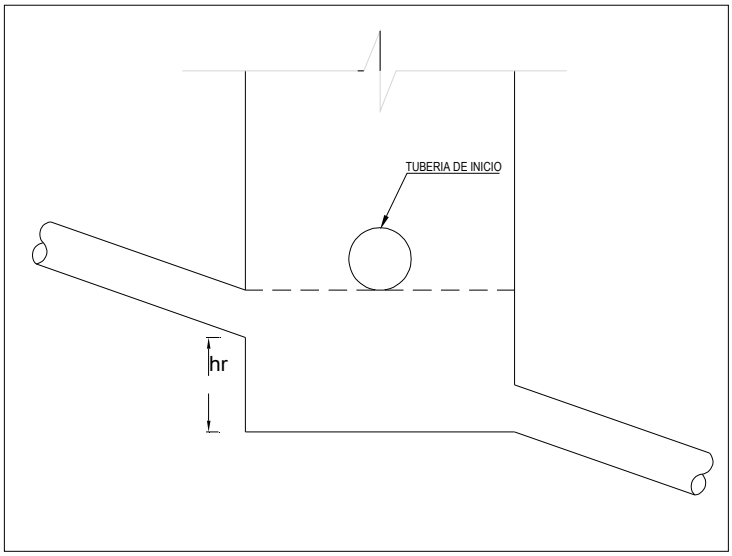


Figura 3-28 Consideraciones para tramo de inicio en pozo de paso

La máxima distancia entre pozos será de 80 m. Se consideran pozos intermedios entre los puntos de intersección de los ejes de las vías y en los tramos de fuerte pendiente y/o tubería en marginales, que en este caso no existen. La topografía definirá los puntos de intersección, los cuales coincidirán con los pozos implantados en el diseño.

Los pozos de salto interior para desniveles h ≤ 0.70 m se aceptarán para tuberías con diámetros menores o iguales a 300 mm. Para caídas superiores a 0.70 m, se proyectará caídas externas con o sin colchón de agua, mediante estructuras especiales. De ser necesario se optimizará el diseño utilizando colectores con disipadores de energías, como tanques, gradas u otros. En ningún caso la estructura del pozo servirá como disipador de energía. [16]

[16]Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMMAP-Q). Parámetros de diseño para sistemas de alcantarillado, Quito, 1999. p. 6

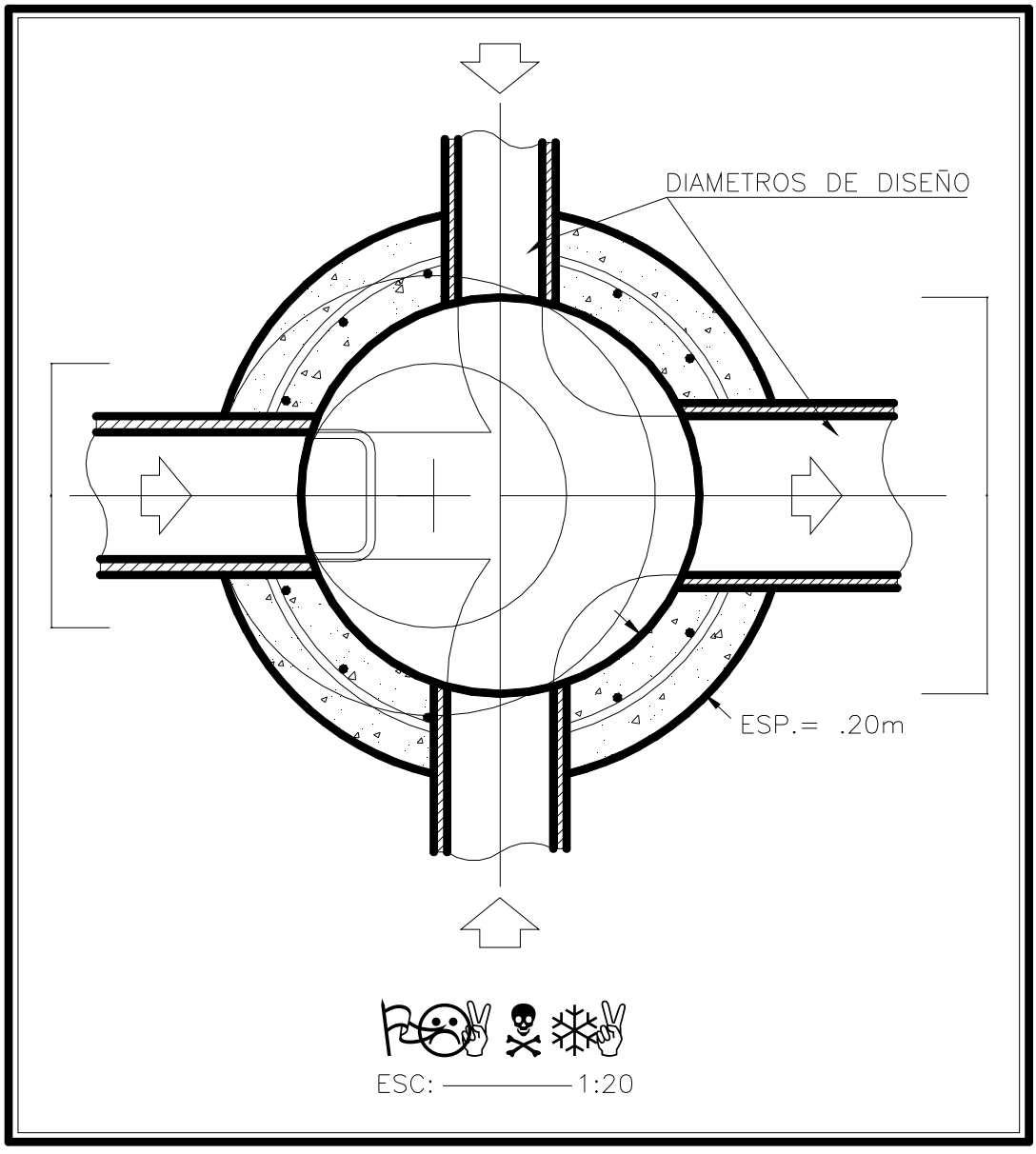


Figura 3-29 Vista en planta de un pozo de revisión con tres entradas y una salida

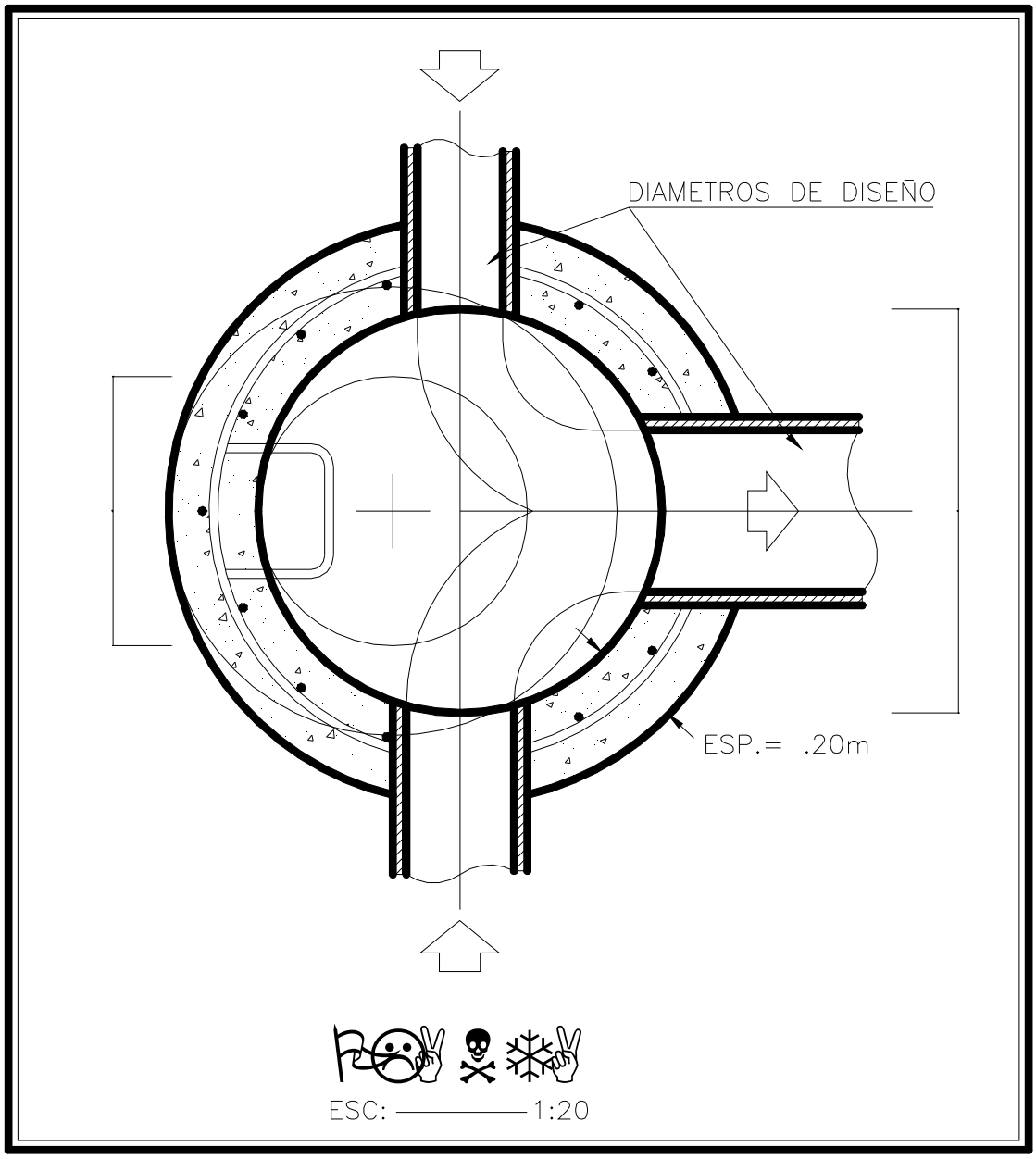


Figura 3-30 Vista en planta de un pozo de revisión con dos entradas y una salida

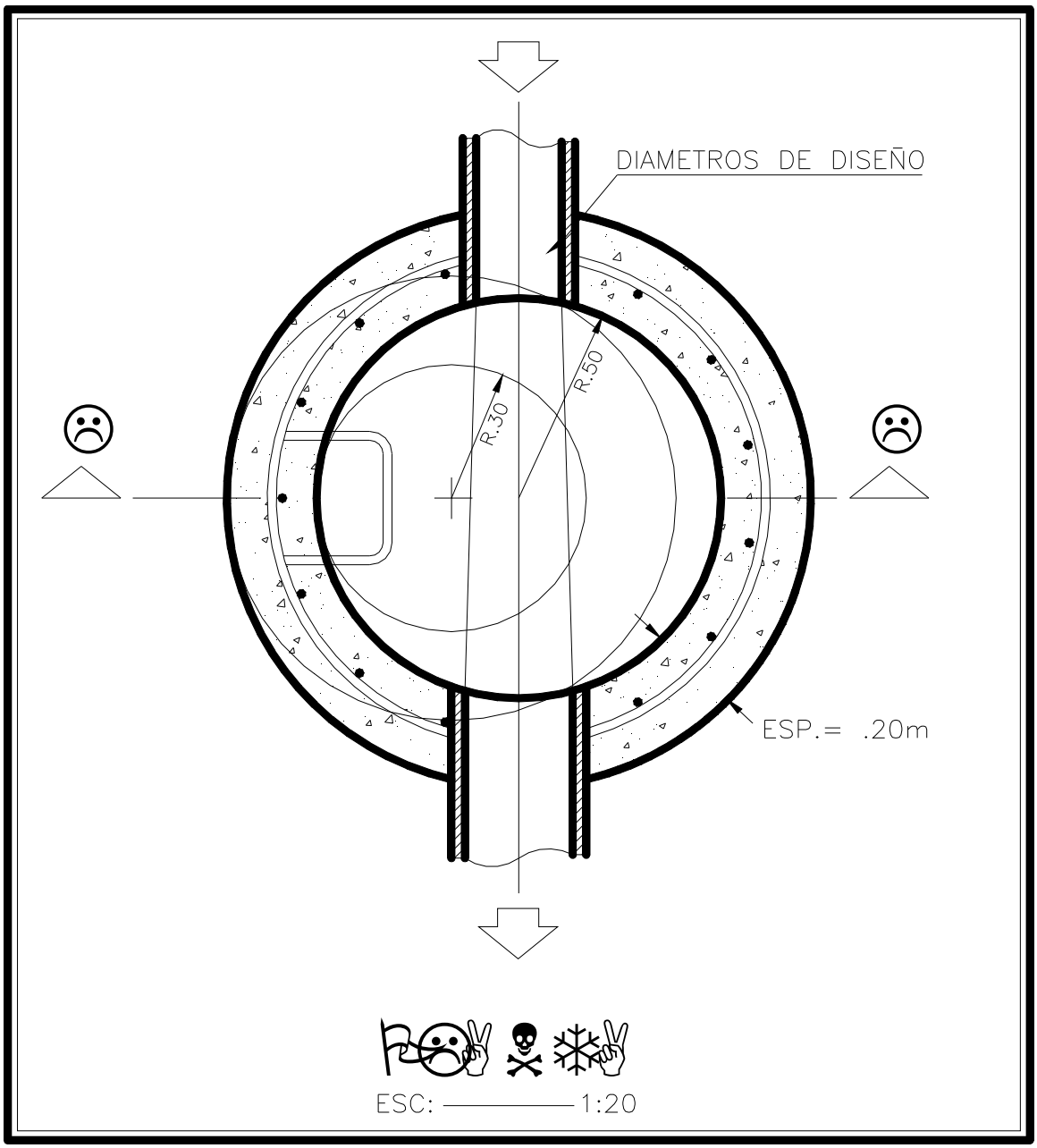


Figura 3-31 Vista en planta de un pozo de revisión con una entrada y una salida

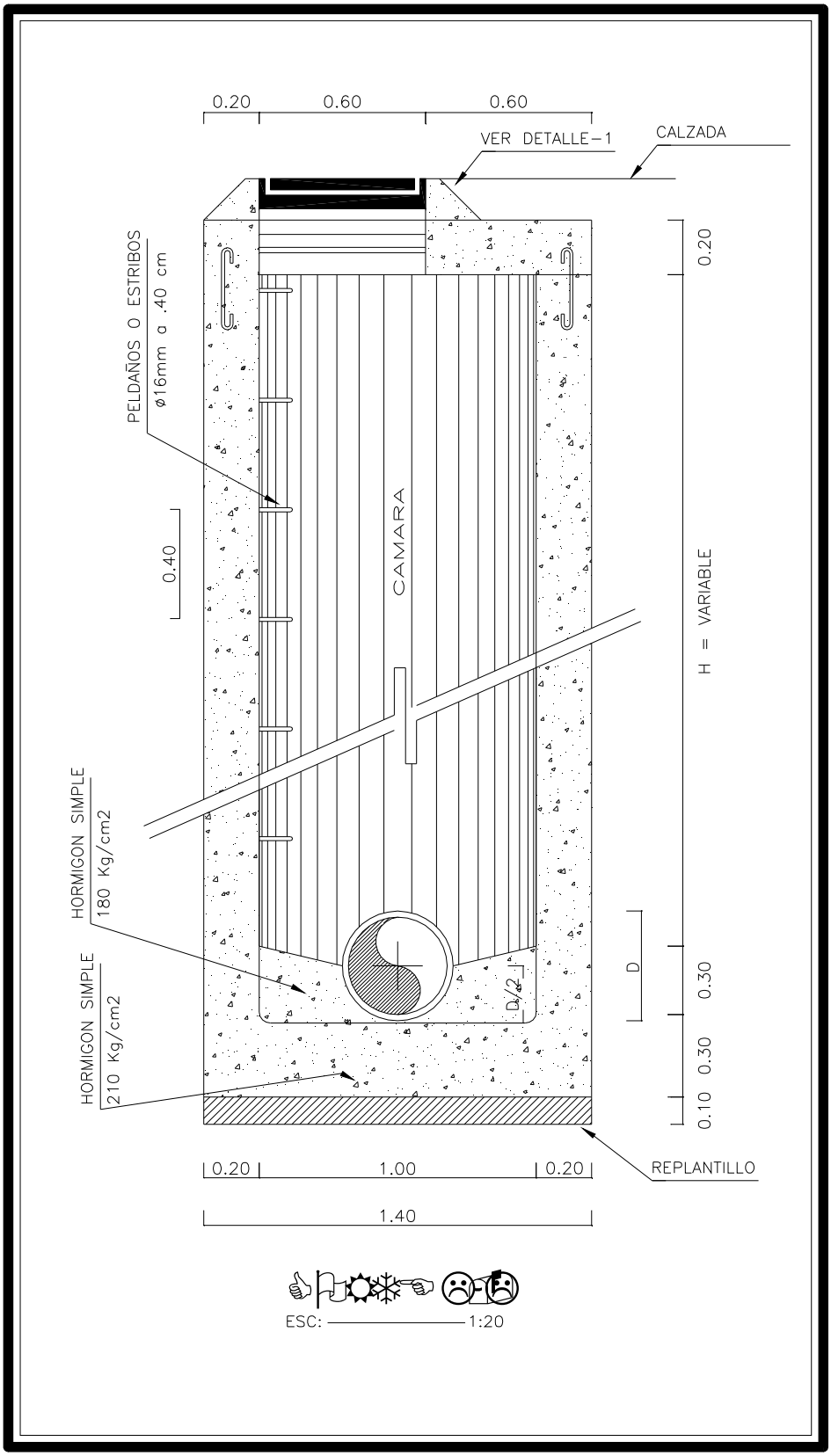


Figura 3-32 Pozo de revisión tipo

Al entregar caudales a otro conducto y a cauces naturales la entrega del flujo se realizará en condiciones libres, es decir que el calado normal del cuerpo receptor no sea mayor que el calado normal del flujo de entrega. Para lograrlo se puede hacer mediante saltos que permitan mantener una diferencia positiva de calados y la integración correcta de los mismos en el flujo de salida. Se controlará en especial los tramos de ingreso con fuertes pendientes y aquellos con pendientes muy bajas.

Se limitará la diferencia de carga de velocidades entre los flujos de ingreso y de salida de un pozo para evitar el choque contra las paredes del mismo, así como los posibles levantamientos de las tapas de los pozos de revisión.

3.8 CONEXIONES DOMICILIARIAS

Según el ex – IEOS las conexiones domiciliarias en alcantarillado tendrán un diámetro mínimo de 0.10 m para sistemas sanitarios y una pendiente mínima del 1%.[17]

Para la EMAAP – Q las conexiones domiciliarias se empataran directamente desde un cajón de profundidad máxima de 1.50 m, a la red matriz o a canales auxiliares mediante tuberías de diámetro igual a 0.15 m.[18]

Tomando en cuenta que la población es pequeña, se recomendaría utilizar diámetros menores. Pero las costumbres son diferentes a las de una población urbana, y tomando en cuenta que el tipo y tamaño de desperdicio arrojados por la cañería pueden obstaculizar el flujo, se decide adoptar el valor que promulga la EMAAP – Q para tener un buen margen de seguridad contra taponamientos.

---

[17] Ecuador. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Proyecto de código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Abastecimiento de agua potable y eliminación de aguas residuales en el área urbana, Quito. p. 274

[18] Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMMAP-Q). Parámetros de diseño para sistemas de alcantarillado, Quito, 1999. p. 6

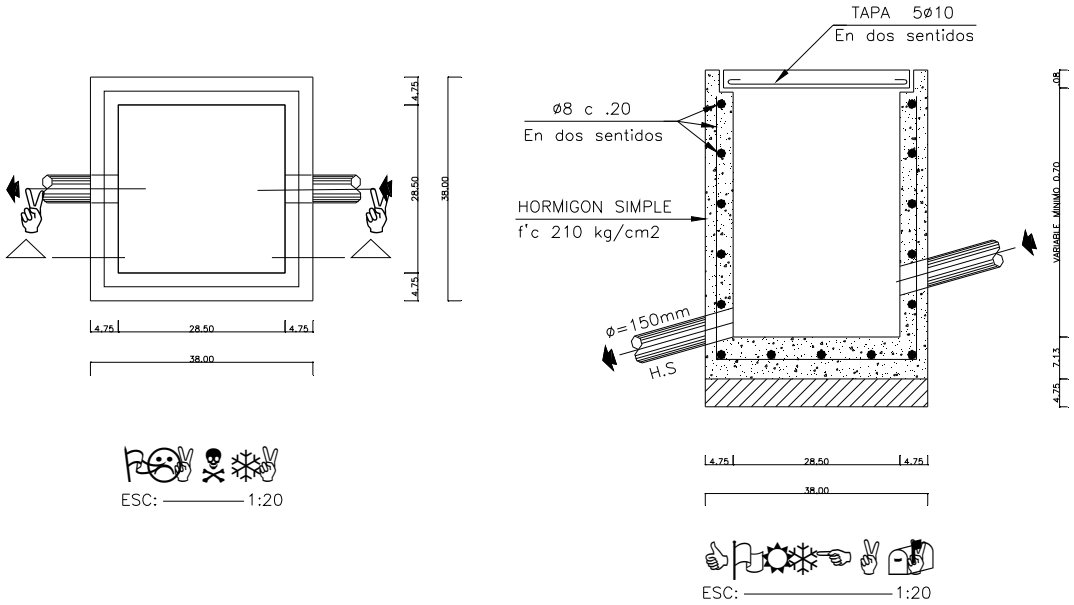


Figura 3-33 Conexiones domiciliarias (unidad, centimetros)

3.9 DESCARGA

El diseño hidráulico – estructural de las descargas, sea de los separadores o aliviaderos, deberán considerar el desarrollo del emisario hasta el fondo de la quebrada o hasta el río, dejando un salto sobre el mismo de manera que la descarga no se ahogue. Para el efecto, debe estimarse la altura de máxima de crecida de los ríos o quebradas receptoras.

Por seguridad la cota de descarga se toma 40 cm. sobre la cota de crecida del río Blanco para asegurar que la salida no se ahogue. La cota de descarga es 92.80 + 0.40 = 93.2 msnm.

La población de Malimpia se encuentra en una zona plana, en donde existe una diferencia de nivel entre la calle más cercana al río y la cota máxima crecida a este de: 100.71 m - 92.80 m = 7.91 m, tal como se puede apreciar en la Fotografía 3-18

Fotografía 3-18 Sitio elegido para la descarga en el Río Blanco

Fotografía 3-19 Unión del río Malimpia (derecha) con el río Blanco (izquierda)

CAPITULO 4. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

4.1 COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

La composición de las aguas residuales se analiza con diversas mediciones físicas, químicas y biológicas. Las mediciones más comunes incluyen la determinación del contenido en sólidos, la demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5), la demanda química de oxígeno (DQO) y el pH.

Los residuos sólidos comprenden los sólidos disueltos y en suspensión. Los sólidos disueltos son productos capaces de atravesar un papel de filtro, y los suspendidos los que no pueden hacerlo. Los sólidos en suspensión se dividen a su vez en depositables y no depositables, dependiendo de la cantidad en miligramos, de sólidos que se depositan a partir de 1 litro de agua residual, en una hora. Todos estos sólidos pueden dividirse en volátiles y fijos, siendo los volátiles, por lo general, productos orgánicos y los fijos materia inorgánica o mineral.

La concentración de materia orgánica se mide con los análisis DBO_5 y DQO. La DBO_5 es la cantidad de oxígeno empleado por los microorganismos a lo largo de un período de cinco días para descomponer la materia orgánica de las aguas residuales a una temperatura de 20 ℃. De modo simi lar, la DQO es la cantidad de oxígeno necesario para oxidar la materia orgánica por medio de dicromato de potasio en una solución ácida y convertirla en dióxido de carbono y agua. El valor de la DQO es siempre superior al de la DBO_5 porque muchas sustancias orgánicas pueden oxidarse químicamente, pero no biológicamente. La DBO_5 suele emplearse para comprobar la carga orgánica de las aguas residuales municipales e industriales biodegradables, sin tratar y tratadas. La DQO se usa para comprobar la carga orgánica de aguas residuales que, o no son biodegradables o contienen

compuestos que inhiben la actividad de los microorganismos. El pH mide la acidez de las aguas residuales.[19]

4.2 LA AUTODEPURACION

4.2.1 INTRODUCCION

La autodepuración es un proceso natural de depuración de las aguas que reciben cargas hídricas altamente poluídas o cargas polventes. Es la resultante de una secuencia de fenómenos físicos, químicos, y biológicos que se producen en la corriente hídrica en forma natural y espontánea.

La generación del consumo de oxígeno disuelto en el agua, como consecuencia de una estabilización aerobia de los contaminantes orgánicos, representa una de los principales factores que conlleva a la eliminación de impurezas lanzadas al agua.

Al considerar una corriente hídrica como un reactor que debe recibir cargas contaminantes es importante analizar o evaluar la capacidad de autodepuración de dicha corriente, dentro de un marco de control de la calidad de los recursos hídricos ya que éstos pueden ser utilizados también para otros fines dentro de la actividad del hombre y su entorno.

4.2.2 EL FENOMENO DE LA AUTODEPURACIÓN

El lanzamiento de desechos orgánicos biodegradables tales como aguas servidas domésticas, aguas residuales industriales, basuras, etc., estimulan el crecimiento de bacterias, consecuentemente aumenta el consumo de oxígeno disuelto, la reposición de ese oxígeno consumido se realiza a través de la absorción de oxígeno de la atmósfera y por la generación de los organismos fotosintéticos.

---

[19] “Microsoft”, Encarta, 2004.

En cuerpos hídricos con apreciable turbulencia, la reposición del oxígeno se realiza relevantemente a través del fenómeno de absorción de la atmósfera.

En cuerpos hídricos de poca o ninguna turbulencia, la reposición del oxígeno se realiza preponderantemente por medio de los organismos fotosintéticos, claro está, que será necesario además la presencia de sales minerales (nutrientes), de anhídrido carbónico y penetración de la luz solar.

Un aumento en la concentración de la materia orgánica biodegradable, promueve un aumento en la tasa de consumo de oxígeno ya que se produce un aumento de la población bacteriana, lo que puede acarrear a que en el cuerpo hídrico la tasa de consumo sea mayor que la tasa de reposición de oxígeno, ocasionando de esta manera la muerte de organismos aerobios e inutilizando el río para muchos usos posteriores.

Para cada cuerpo receptor hay un límite de lanzamiento de materia orgánica biodegradable, por consiguiente es muy importante evaluar la capacidad de autodepuración de un cuerpo hídrico es decir, de evaluar la carga máxima que puede recibir el río de tal manera de conservar ciertas características de calidad que permita su uso para otros fines.

Una vez evaluada la capacidad de autodepuración de un río se determinará el grado de tratamiento de los desechos a ser emitidos hacia él.

Fotografía 4-1 Turbulencia en el río Blanco

4.2.3 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA AUTODEPURACION

Las aguas receptoras que han sido contaminadas logran mejorar su calidad mediante un proceso de autopurificación natural bastante complejo y en el que intervienen una serie de factores físicos, químicos y biológicos.[20]

Entre los factores que intervienen en el proceso de autodepuración cabe destacar los siguientes:

4.2.3.1 Características propias del curso del cuerpo receptor

Tiene una incidencia fundamental la pendiente y rugosidad del lecho, velocidad del escurrimiento, calidad del agua receptora (oxígeno disuelto, demanda bioquímica de oxígeno), aeración natural del curso y características y volumen de las aguas negras vaciadas al curso receptor.

---

[20] México. Unda Opazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria Aplicada a Saneamiento y Salud Pública, México, 1969. p. 378

4.2.3.2 Tiempo

Cuanto mayor sea el tiempo de escurrimiento de la mezcla del agua receptora con las aguas negras, mayor oportunidad habrá para que intervengan los diferentes factores que concurren en el proceso de autopurificación.

4.2.3.3 Nutrición

Uno de los factores fundamentales para la supervivencia y multiplicación de los gérmenes es la cantidad de alimentos o materia orgánica que estos dispongan, contribuyendo a su proliferación o a su muerte.

4.2.3.4 Temperatura

Una mayor temperatura favorece los procesos biológicos (siempre que no sea alta como para destruirlos) y por consiguiente el efecto varía con la cantidad de materia orgánica presente. Un aumento en la temperatura en el agua con bastante materia orgánica favorece el desarrollo de microorganismos; en cambio, si el contenido alimenticio es escaso se agota rápidamente y tienden a desaparecer.

4.2.3.5 Luz

Los rayos ultravioleta tienen poder germicida. Sin embargo influyen otros factores, tales como:

- la opacidad del agua, que sólo permite su acción a corta profundidad; incluso en aguas claras es limitado, y

- el movimiento del agua, lo que impide que los microorganismos estén un período suficientemente prolongado bajo la acción de los rayos solares como para matarlos.

Además de los ya mencionados existen otros factores que también influyen en el proceso de autodepuración, entre ellos: dilución y turbulencia, factores químicos tales como la presencia de nitritos, de sulfitos, de hierro, y factores biológicos como: oxidación biológica en ambiente aerobio, parasitismo, depredación, secreción de sustancias tóxica (floración en las algas), entre otras.

4.2.4 PARÁMETROS DE REFERENCIA PARA LA EVALUACIÓN DE LA AUTODEPURACIÓN

Dependiendo de cada caso pueden tomarse varios parámetros de referencia según cuál sea el problema de la contaminación, por ejemplo: Oxígeno disuelto escaso, presencia de organismos patógenos, existencia de metales pesados o sustancias tóxicas, etc.

En este caso, se analizará el fenómeno de la autodepuración tomando como parámetro de referencia la concentración de Oxígeno disuelto ya que constituye uno de los principales parámetros para definir la calidad de un cuerpo hídrico.

Para el análisis se utilizará el modelo de Streeter y Phelps[21], por considerarlo bastante simple y de fácil manejo y que arroja resultados satisfactorios, sin embargo, es de anotar que actualmente se tienen modelos mucho más complejos pero así mismo se requiere para su manejo técnicas más sofisticadas.

A pesar de las limitaciones de las expresiones matemáticas al traducir fenómenos biológicos, siguen siendo válidas para, principalmente, pronosticar lo que pueda ocurrir por el lanzamiento de una nueva carga o por el crecimiento de la ciudad.

---

[21] España. Metcalf & Eddy, Inc., Tratamiento y depuración de las aguas residuales, Barcelona, 1977. p. 723

4.2.5 COEFICIENTES Y TASAS NECESARIAS PARA LA EVALUACIÓN DEL BALANCE DE OXIGENO DISUELTO

4.2.5.1 Coeficiente de desoxigenación (k_1)

Es una constante que expresa la tasa de oxidación bioquímica de la materia orgánica, bajo condiciones aeróbicas y es función de la temperatura ambiente. Su determinación se efectúa incubando botellas de DBO durante varios períodos y determinando la velocidad de degradación por ajuste a una curva de primer orden. [22] Este parámetro se usa para la transformación de valores de la DBO_5 a DBO última.

$$L_2 = L_1 \cdot 10^{-k_1 \cdot t}$$

Ecuación 4-29 Coeficiente de desoxigenación K_1

Donde:

k_1 : Coeficiente de desoxigenación
L_1 : DBO_5 en la sección 1
L_2 : DBO_5 en la sección 2
t : tiempo de la sección 1 a la sección 2, en días

[22] Ecuador. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Proyecto de código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Abastecimiento de agua potable y eliminación de aguas residuales en el área urbana, Quito. p. 290

4.2.5.2 Coeficiente de re - aeración (k_2)

Una constante que expresa la tasa de transferencia de oxígeno del aire a la superficie de un cuerpo receptor.[23]

$$k_{2\ (20^\circ C)} = \frac{2.3 \cdot V^{0.67}}{H^{1.85}}$$

Ecuación 4-30 Coeficiente de re - aeración K_2 según Owens, Edwards, Gibbs

Donde:

V : Velocidad media del curso del agua (m/s)
H : Profundidad media del curso del agua (m)

La ecuación es válida para:

0.30 < V < 1.5 (m/s)
0.12 < H < 3.3 (m)

4.2.6 BALANCE DE OXIGENO SEGUN STREETER Y PHELPS

El balance de oxígeno disuelto (OD) en un curso de agua cuando recibe una carga poluída, sucintamente puede ser representado como sigue:

---

[23] Ecuador. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Proyecto de código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Abastecimiento de agua potable y eliminación de aguas residuales en el área urbana, Quito. p. 290

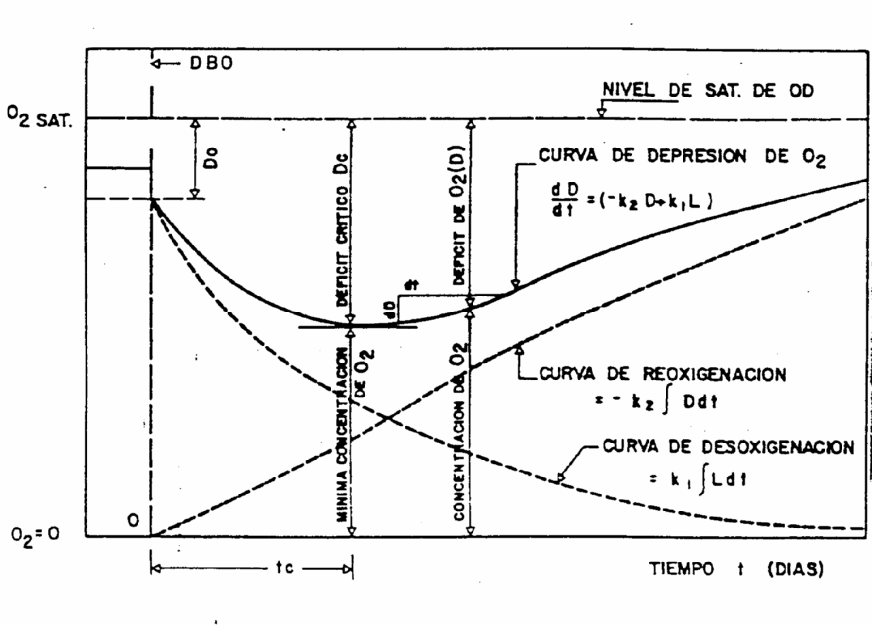


Figura 4-34 Diagrama simplificado de la curva de depresión de oxígeno

Do = "Déficit" inicial de oxígeno disuelto, diferencia entre la concentración de saturación y la concentración de la mezcla

0_2 = Oxígeno.

Se considera a Lo, como la DBO inicial después de la mezcla

4.2.7 DATOS DE IMPORTANCIA EN LOS CÁLCULOS DE AUTODEPURACION

4.2.7.1 Datos del curso de agua

En el estudio del Río Blanco se tiene:

- *Cauda*l: son de particular interés los caudales mínimos del curso de agua en las secciones próximas al lanzamiento de los desechos. Este caudal mínimo puede ser establecido como el caudal mínimo medio mensual con período de recurrencia de 10 años o el caudal mínimo medio observado durante 7 días consecutivos con determinado tiempo de recurrencia. Desde el punto de vista económico no se recomienda valores de caudales "mínimos

minimorum". Para el caso del Río Blanco el valor del caudal medio mínimo para 7 días consecutivos es 585.33 l/s Para su determinación ver 0

- *Velocidad y profundidad*: Los valores deben determinarse para época de estiaje. Para éste caso, fue necesario realizar varias campañas de campo.

- *Calidad del agua del río*: En los cursos de agua que no reciben desechos, el valor de la DBO está en torno de 1 mg/l y el OD es prácticamente el de saturación. Los resultados de la calidad del agua, así como los parámetros mencionados se indican el en ANEXO 4.

- *Temperatura*: Se toma la temperatura de los cursos de agua en época de estiaje. En este caso el valor adoptado es de 23 ºC

4.2.7.2 Datos de las aguas servidas

- *Caudal*: Se debe establecer el caudal de los desechos a ser lanzados al río en la época de mayor producción. En este caso el caudal de aguas servidas final que corresponde al caudal de diseño es 5.94 l/s.

- *Calidad de las aguas servidas*: La DBO que se genere debe ser referida a la DBO última que es aproximadamente 1.46 DBO_5. El oxígeno disuelto en las aguas servidas es cero.[24]

Cuando se lanza al río efluentes de estaciones de tratamiento aerobio la concentración de OD es generalmente en torno de 2 mg/l.[24]

Cuando se lanza efluente de lagunas de estabilización la concentración de OD durante el día puede alcanzar inclusive valores de sobresaturación. [24]

---

[24] Muñoz, "Apuntes de Depuración", Quito, Ecuador, 2005

En caso de que el cuerpo receptor no tenga la capacidad de autodepurarse, habrá la necesidad de construir una planta de tratamiento antes de la descarga. [24]

4.2.8 AUTODEPURACIÓN EN EL RÍO BLANCO

a) Datos y características de las aguas servidas

Caudal:

Población = 645 hb

Dotación = 185 l/hb/d

Q_{AS} = 5.94 l/s = 513 m^3/d

Carga orgánica:

% DBO_5 = 50 g/hb/d aporte per cápita para aguas residuales domésticas

DBO_5 = 270.27 mg/l

DBO_U = 1.46 x 270.27 = 395 mg/l

Oxígeno Disuelto

OD = 0.00 mg/l

b) Datos y características del río

Caudal mínimo medio mensual observado durante 7 días consecutivos:

Q_R = 585.33 l/s Ver 0

Velocidad media en época de estiaje:

V = 0.85 m/s

Profundidad media en época de estiaje:

H = 2.00 m

DBO_5 = 1.00 mg/l

DBO_U = 1.46 x 1 = 1.46 mg/l

OD saturación = 8.60 mg/l

Temperatura de estudio:

T = 23 ºC

Coeficiente de desoxigenación k_1:

De los análisis físico - químicos de las aguas del Río Blanco, ANEXO 4. , se tiene

DBO_5 en la sección 1 (Sitio de la descarga): L_1 = 1.0 mg/l, y

DBO_5 en la sección 2 (Aguas abajo de la descarga): L_2 = 1.4 mg/l,

Se toma el valor de L_1 y L_2 igual a 1.0 mg/l, ya que son muy parecidos y además una diferencia de 0.4 mg/l en DBO_5, es insignificante.

L_1 = 1.00 mg/l Sitio de descarga

L_2 = 1.00 mg/l Aguas abajo de la descarga.

Longitud del tramo = 1 Km.

V media = 0.85 m/s

$$t = \frac{Long}{V_{media}}$$

$$t = \frac{1\,km}{0.85\,m/s} \cdot \frac{1}{86400}\frac{día}{s} \cdot 1000\frac{m}{km}$$

t = 0.014 días

$$L_2 = L_1 \cdot 10^{-k_1 \cdot t}$$

$$k_1 = \frac{1}{t}\log\left(\frac{L_1}{L_2}\right)$$

$$k_1 = \frac{1}{0.014}\log\left(\frac{1}{1}\right)$$

k_1 = 0.00 días^{-1} Base 10

$$k_{1(T)} = k_{1(20^\circ)} \cdot (1.045)^{(T-20)}$$
$$k_{1(23^\circ)} = k_{1(20^\circ)} \cdot (1.045)^{(23-20)}$$

k_1 = 0.00 días $^{-1}$ a 23 ºC

Coeficiente de re aeración k_2

V media = 0.85 m/s
H media = 2.00 m/s

$$k_{2(20^\circ C)} = \frac{2.3 \cdot V^{0.67}}{H^{1.85}}$$
$$k_{2(20^\circ C)} = \frac{2.3 \cdot 0.85^{0.67}}{2.00^{1.85}}$$

k_2 = 0.57 días^{-1} Ecuación de Owens, Edwards, Gibas

$$k_{2(T)} = k_{2(20^\circ)} \cdot (1.024)^{(T-20)}$$
$$k_{2(23^\circ)} = k_{2(20^\circ)} \cdot (1.024)^{(23-20)}$$

k_2 = 0.62 días^{-1} a 23 ºC

Nota: el curso de agua no recibe ningún afluente apreciable aguas abajo del lanzamiento.

c) Curva de depresión de oxígeno disuelto aguas abajo del lanzamiento

Haciendo un balance de masas en el punto de lanzamiento:

$$Lo = \frac{Q_{AS} \cdot DBO_{AS} + Q_R \cdot DBO_R}{Q_{AS} + Q_R}$$
$$Lo = \frac{5.94 l/s \cdot 394.6 mg/l + 585.33 l/s \cdot 1.46 mg/l}{5.94 l/s + 585.33 l/s}$$

Lo = 5.4 mg/l

Haciendo un balance de masas del OD en el punto de lanzamiento:

$$Lo = \frac{Q_{AS} \cdot OD_{AS} + Q_R \cdot OD_R}{Q_{AS} + Q_R}$$
$$Lo = \frac{5.94 l/s \cdot 0.00 mg/l + 585.33 l/s \cdot 8.60 mg/l}{5.94 l/s + 585.33 l/s}$$

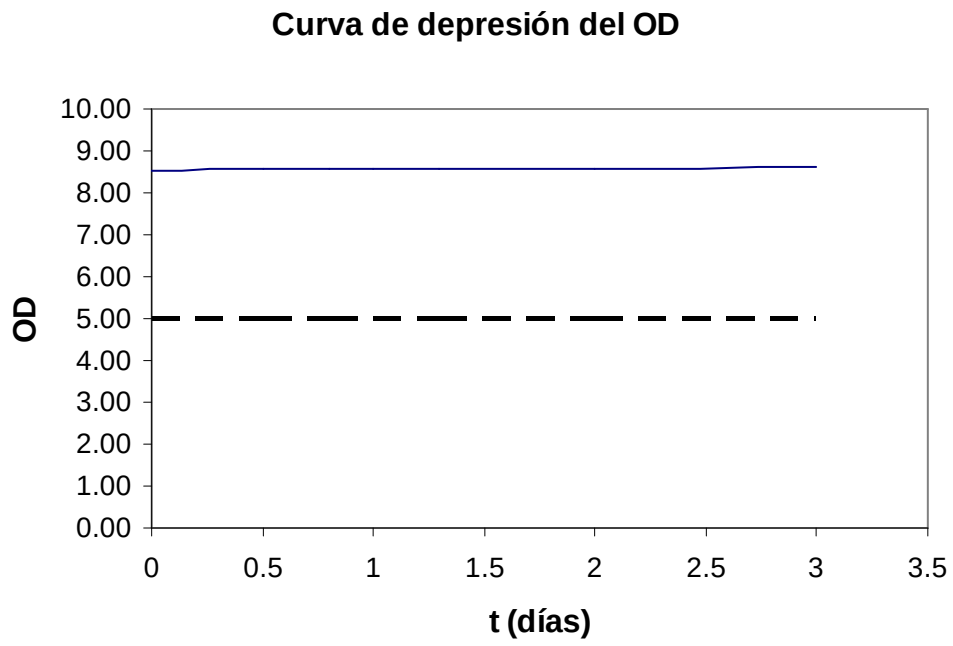
OD mezcla = 8.5 mg/l

$$Do = OD_{saturación} - OD_{mezcla}$$
$$Do = 8.6 - 8.5$$

Do = 0.1 mg/l

t	Distancia	Déficit (D)	OD
días	m	mg/l	mg/l
0.0	0	0.0864	8.514
0.5	36797	0.0425	8.557
0.8	58876	0.0278	8.572
1.0	73594	0.0210	8.579
1.3	95673	0.0137	8.586
2.0	147189	0.0051	8.595
3.0	220783	0.0012	8.599

Tabla 4-15 Déficit de oxígeno para la descarga al río Blanco



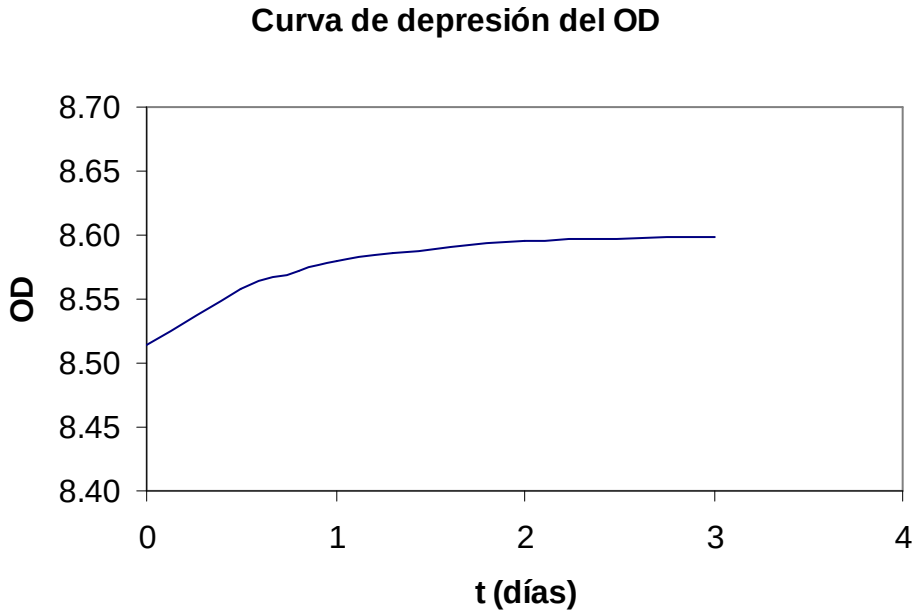


Figura 4-35 Curva de depresión de OD

Como se nota el coeficiente k_1 es cero, lo que indica que no existe desoxigenación o que es muy pequeña, mientras que si existe reaereación, expresado en la existencia del coeficiente k_2. Esto indica la gran capacidad autodepuradora del río Blanco, tanto por la turbulencia, temperatura, exposición de la luz solar y los demás

factores analizados en el punto 4.2.3, sobre los factores que intervienen en la autodepuración de cuerpos hídricos. Debe considerarse además que el caudal descargado es relativamente pequeño en comparación con el caudal del río. Sin embargo debido a que puede existir cierta afectación en el sitio de la descarga se considera necesario la instalación de una planta de tratamiento para afectar lo menos posible al cuerpo receptor.

4.3 PLANTA DE TRATAMIENTO

4.3.1 OBJETO DEL TRATAMIENTO

El objetivo del tratamiento es la remoción de características indeseables de las aguas residuales a un nivel igual o menor que el determinado en el grado de tratamiento, para cumplir con los requisitos de calidad del cuerpo receptor.

4.3.2 GRADO DE TRATAMIENTO

Es requisito fundamental antes de proceder al diseño preliminar o definitivo de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas o industriales, el haber realizado el estudio del cuerpo receptor y determinado el grado de tratamiento.

Es una recomendación generalizada que bajo ningún concepto se aceptará un diseño de sistema de alcantarillado sanitario o combinado con descarga cruda a un cuerpo receptor.

El estimativo del grado de tratamiento se realiza de la siguiente forma, teniéndose en cuenta los parámetros detallados:

- Cálculo del tiempo crítico

$$tc = \frac{1}{k_2 - k_1} \log \frac{k_2}{k_1} \left[1 - \frac{Do \cdot (k_2 - k_1)}{Lo \cdot k_1} \right]$$

- Cálculo de la carga máxima de DBO admisible: debido a que la carga necesaria para lo sobrevivencia de peces en un cuerpo hídrico es de 5 mg/l, se toma éste como límite

Dc = OD saturación – 5
Dc = 8.6 – 5 = 3.6 mg/l

L'o es la carga inicial de DBO después de la mezcla del efluente de la estación de tratamiento con el río, para mantener un déficit crítico admisible y mantener el nivel mínimo de OD de 5.0 mg/l

$$L'o = \frac{k_2}{k_1} \cdot Dc \cdot 10^{(-k_1 \cdot tc)}$$

Desde el punto de vista práctico el L'o calculado de esta manera, puede considerarse adecuado, sin embargo, debe aclararse que el tc utilizado en su determinación con Lo que a su vez fue calculado con el lanzamiento de las aguas servidas sin tratamiento, por ello debe recalcularse cambiando el valor de Lo por el de L'o, de la siguiente forma:

$$t'c = \frac{1}{k_2 - k_1} \log \frac{k_2}{k_1} \left[1 - \frac{Do \cdot (k_2 - k_1)}{L'o \cdot k_1} \right]$$

Luego:

$$L''o = \frac{k_2}{k_1} \cdot Dc \cdot 10^{(-k_1 \cdot t'c)}$$

- Cálculo de la DBO del efluente de la estación de tratamiento (Balance de Masas)

$$DBO_{AS\ TRATADAS} = \frac{(Q_{AS} + Q_R) \cdot L''o - Q_R \cdot DBO_R}{Q_{AS}}$$

- Cálculo del grado de tratamiento, en porcentaje

$$= \frac{DBO_{AS} - DBO_{AS\ TRATADAS}}{DBO_{AS}} \cdot 100$$

Para el caso en estudio, como se explicó en el apartado correspondiente, la autodepuración del río es grande y la determinación de los parámetros resulta incierta debido al valor $k_1 = 0$. Sin embargo se requiere una planta de tratamiento para no afectar el sitio de la descarga, necesaria para afectar de la menor forma al cuerpo receptor. Por eso se ha considerado necesario el tratamiento primario y secundario de las aguas descargadas provenientes del sistema de alcantarillado sanitario.

4.3.3 DIAGNÓSTICO DE LA CALIDAD DEL CUERPO RECEPTOR

El primer paso en la realización de estudios del cuerpo receptor es el diagnóstico de la calidad de éste. Para el caso del río Blanco, los parámetros determinados en las campañas se presentan en el ANEXO 4.

En dicho apartado, donde se muestran los resultados de las muestras tomadas, una en la descarga y otra a un 1 km aguas debajo de ésta, se nota que el río Blanco es un cuerpo hídrico con baja contaminación. Esto debido a su tamaño y características ambientales tales como temperatura, que permiten que el proceso de autodepuración se desarrolle en forma eficaz.

4.3.4 INVESTIGACIONES EN EL CUERPO RECEPTOR

Se realizó un estudio hidrológico del cuerpo receptor con determinación de caudales medios mensuales y mínimos con un período de recurrencia de 10 años, y siete días consecutivos de duración. En dicho estudio se determinó las características hidráulicas del tramo del río que se considera en el estudio, con determinación de correlaciones de: caudal, velocidad y calado. Dichos resultados se presentan en el 0

4.4 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS EMPLEADOS EN EL TRATAMIENTO PRELIMINAR (O PRIMARIO)

Los tratamientos primarios son todos aquellos procesos y operaciones unitarias físicas que se aplican a las aguas crudas.

Los principales procesos y operaciones unitarias de tipo físico, así como las funciones a ser aplicadas a las agua residuales, se citan en la Tabla 4-16. Como en ella se indica, las operaciones físicas se utilizan para la separación de sólidos de tamaño grande, sólidos suspendidos y flotantes de grasas, así como para el bombeo del fango.[25]

[25] Tratamiento y depuración de las aguas residuales Metcalf – Eddy. Pág. 445

OPERACIÓN O PROCESO	FUNCIÓN
Rejas y tamices	Eliminación por interceptación de sólidos de gran tamaño
Dilaceradores y trituradores	Trituración de los sólidos del agua residual
Desarenadores	Eliminación de arenas
Separadores y colectores de grasa	Eliminación de sólidos flotantes más ligeros, tales como grasas, jabón, corcho, madera, residuos vegetales, etc.
Preaireación	Mejora de la distribución hidráulica, aportación de oxígeno disuelto
Floculación	Mejora de la sedimentación de los sólidos suspendidos
Sedimentación	Eliminación de los sólidos sedimentables y material flotante
Flotación	Eliminación de grasas y sólidos suspendidos finalmente divididos
Precipitación química	Eliminación de fósforo y de sólidos coloidales y sedimentables. Primera fase del tratamiento químico completo del agua residual
Bombeo del fango	Eliminación del fango del fondo de los tanques de sedimentación. Bombeo del fango entre diversos procesos y operaciones
Cloración	Control de olor, oxidación, desinfección, etc.

Tabla 4-16 Operaciones y procesos unitarios utilizados en el tratamiento preliminar de aguas residuales

4.4.1 REJAS

El primer paso en el tratamiento preliminar del agua residual consiste en la separación de los sólidos gruesos mediante rejas, tamices y trituradores. Los desechos retenidos por estas corresponden a papel, plásticos, trapos, entre otros, y ya que la abertura libre entre barras necesario es mayor a 1.5 cm se descartan tamices y trituradores. Dichas rejas en plantas de pequeño tamaño tienden a ser de limpieza manual.

Las barras pueden colocarse verticalmente o con una pendiente de 30º a 80º desde la horizontal. Su longitud debe ser la suficiente para permitir su correcta limpieza, y una recomendación generalizada es que las barras que conforman la reja tengan 1 cm de ancho por 5 cm de profundidad. Además con el objeto de procurar suficiente superficie de reja para la acumulación de residuos en los períodos entre operaciones de limpieza, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a, aproximadamente, 0.45 m/s.[26]

La eficiencia de la reja queda definida por:

$$E = \frac{a}{a+t} = \frac{A_{neta}}{A_{total}}$$

Ecuación 4-31 Eficiencia de una reja

Donde:

E: Eficiencia de la reja
a: abertura entre barrotes de la reja
t: espesor de los barrotes

[26] España. Metcalf & Eddy, Inc., Ingeniería de aguas residuales, Barcelona, 1995. p. 510

La eficiencia de la reja se recomienda 0.783 cuando está limpia, y 75% de dicho valor, es decir 0.587, cuando este obstruida. Bajo las recomendaciones de los valores de la abertura y espesor se cumple E = 0.6.

La pérdida de carga producida en la reja se calcula con:

$$hr = k \cdot \frac{V_{neta}^{\ 2}}{2 \cdot g}$$

$$k = 1.45 - 0.45\left(\frac{A_{neta}}{A_{total}}\right) - \left(\frac{A_{neta}}{A_{total}}\right)^2$$

Ecuación 4-32 Pérdida producida en la reja

Donde:

hr: pérdida producida en la reja
k: coeficiente de pérdida producido en la reja
V neta: velocidad en la reja

Cálculo de la reja

$$E = \frac{a}{a+t}$$

a = 1.5 cm. Abertura entre barrotes
t = 1 cm. Ancho de los barrotes
E = 0.60 Eficiencia de la reja

$$A_{neta} = \frac{Q}{V_R}$$

Q ar = 5.94 l/s Caudal de aguas residuales

V reja = 0.45 m/s Velocidad del agua residual a través de la reja

A neta = 0.013 m^2 Área neta

$$A_{TOTAL} = \frac{A_{NETA}}{E}$$

A total = 0.022 m^2 Área total

$$B = \frac{A_{TOTAL}}{h}$$

h = 5.0 cm. Altura de la reja

B ≈ 50 cm. Ancho de la reja

$$V_A = V_R \cdot E$$

Va = 0.3 m/s Velocidad de aproximación al A.R.

$$hr = k \cdot \frac{V_{neta}^{\ 2}}{2 \cdot g}$$

$$k = 1.45 - 0.45\left(\frac{A_{neta}}{A_{total}}\right) - \left(\frac{A_{neta}}{A_{total}}\right)^2$$

$$k = 1.45 - 0.45\left(\frac{A_{neta}}{A_{total}}\right) - \left(\frac{A_{neta}}{A_{total}}\right)^2$$

$$k = 1.45 - 0.45\left(\frac{0.013}{0.022}\right) - \left(\frac{0.013}{0.022}\right)^2$$

k = 0.82

$$hr = \frac{k \cdot V_R{}^2}{2 \cdot g}$$

$$hr = \frac{0.82 \cdot 0.45^2}{2 \cdot 9.8}$$

$$hr = 0.008\,m$$

hr = 0.8 cm

4.4.2 SEDIMENTADOR Y DIGESTOR

A continuación para la eliminación de sólidos en suspensión, y, siempre que el líquido que contenga se encuentre en estado de relativo reposo, se utilizan los tanques de sedimentación primaria, que se basan en el principio de que los sólidos de peso específico superior al del líquido tienen tendencia a depositarse y los de menor peso específico tienden a ascender. Dichos tanques pueden proporcionar el grado de tratamiento principal del tratamiento de agua residual o bien puede utilizarse como un paso preliminar para el tratamiento posterior. Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, estos tanques sirven para la eliminación de sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras y de gran parte de las materias flotantes. Si se emplea como paso previo a un tratamiento biológico, su función es reducir la carga en las unidades de tratamiento biológico. Los fangos de sedimentación primaria, que estén proyectados y operados eficazmente, deberán eliminar del 50 al 65% de los sólidos suspendidos y del 25 al 40% de la DBO_5.

Existen además a parte de las mencionadas otras unidades y operaciones para la separación de sólidos, en donde se considera a la flotación como operación primaria que puede utilizarse en lugar de la sedimentación primaria. Otros dos dispositivos para la sedimentación de sólidos son el tanque Imhoff y la fosa séptica, que son particularmente adecuados para pequeñas comunidades y casa aisladas respectivamente.

Como recomendación el límite de la utilización de fosas sépticas se establece para vertidos diarios iguales o inferiores a 38 m^3 A partir de estos vertidos se recomienda utilizar tanques combinados de decantación y digestión separada, como son los tanques Imhoff, Emscher, etc.[27]

En este caso se tiene un caudal sanitario de 5.94 l/s equivalente a 513.22 m^3/d por ello se adopta al tanque Imhoff como parte del tratamiento.

4.4.3 TANQUES IMHOFF

Son tanques de sedimentación primaria en los cuales se incorpora la digestión de lodos en un compartimiento localizado en la parte inferior.

Debido a que no requiere personal muy calificado por su sencilla operación, los tanques Imhoff se continúan utilizando en muchas partes del planeta. Estos pozos no cuentan con unidades mecánicas que requieran mantenimiento, y la operación consiste en la remoción diaria de espuma, en su evacuación por el orificio más cercano y la distribución de los sólidos de manera uniforme en los dos extremos del digestor de acuerdo con el diseño y retirarlos periódicamente al lecho de secado.[28]

Las especificaciones técnicas expuestas a continuación para el diseño del tanque Imhoff han sido extraídas del CEPIS[29]

---

[27] Manual de Depuración Uralita. 1970 . p. 188

[28] Colombia. Crites, Ron y Tchobanoglous, George, Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones, Barcelona, 1977. p. 328

[29] Lima. OPS/CEPIS/05.164 UNATSABAR. Especificaciones técnicas para la construcción de tanque Imhoff, Lima, 2005.

Figura 4-36 Tanque Imhoff

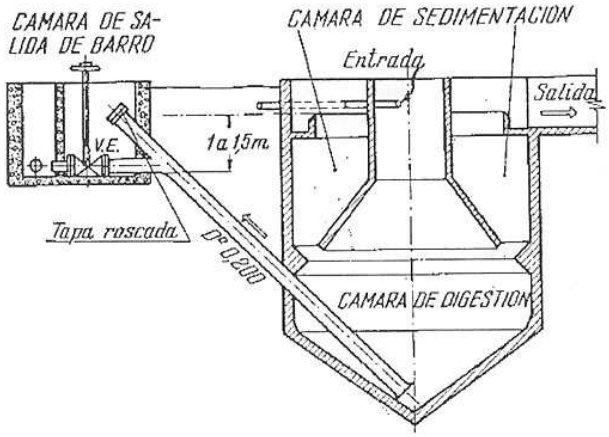


Figura 4-37 Corte tanque Imhoff

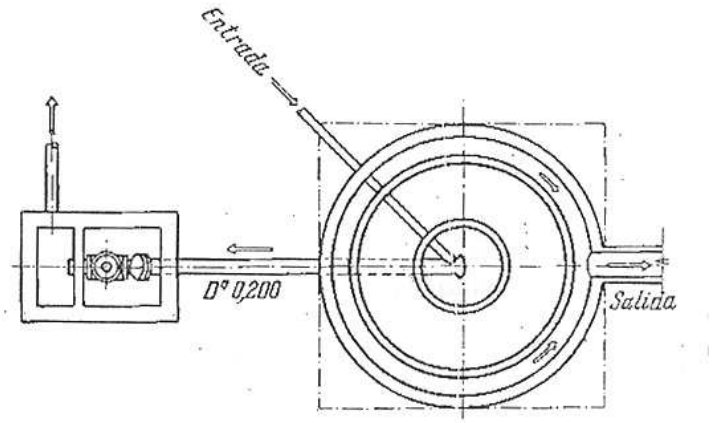


Figura 4-38 Corte tanque Imhoff

4.4.3.1 Características para el diseño de la zona de sedimentación del tanque Imhoff

Se debe considerar un volumen mínimo de 1 500 litros, utilizando los siguientes criterios:

- Se determina el área requerida para el proceso con una carga superficial de 1 $m^3/(m^2\ h)$
- El período de retención nominal será entre 1 h 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 fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados, hacia la arista central será del 67% al 80%.
- En la arista central se deja una abertura para el paso de los sólidos de 0,15 m a 0,2 m.
- El borde libre será entre 0,3 m a 0,6 m
- Las estructuras de entrada y salda así como los parámetros de diseño serán los mismos que para los sedimentadores rectangulares convencionales.

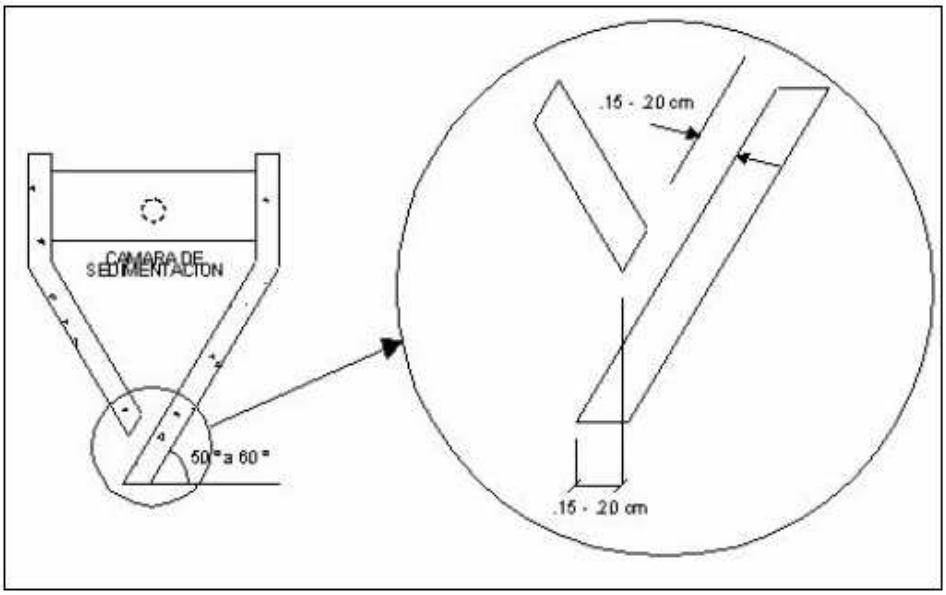


Figura 4-39 Características de la cámara de sedimentación de un tanque Imhoff

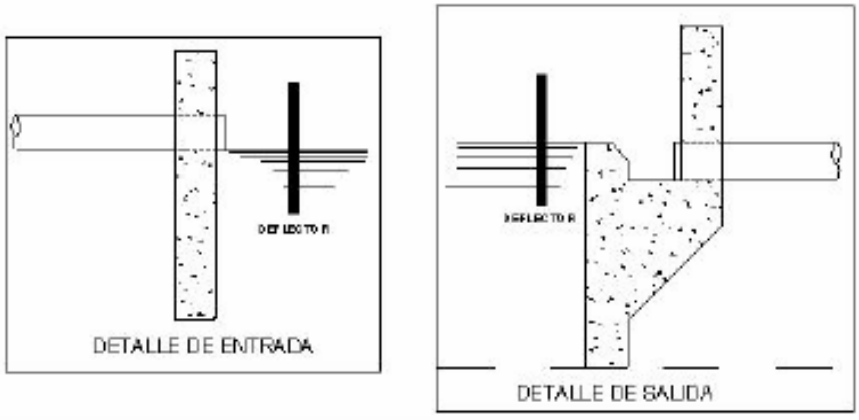


Figura 4-40 Detalles de entrada y salida del tanque Imhoff

4.4.3.2 Características para el diseño la zona del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos del tanque Imhoff

Se considera un volumen mínimo de 3 000 litros, utilizando los siguientes criterios:

- El compartimiento debe ser dimensionado para almacenar lodos durante un período de 60 días, al cabo del cual se considera completamente la digestión. Para el efecto se determina la cantidad de sólidos en suspensión removida, en forma similar que para un sedimentador primario. El volumen se determina considerando la destrucción del 50% de sólidos volátiles, con una densidad de 1.05 Kg./lts. y un contenido promedio de sólidos del 12.5% (al peso).
- Alternativamente se determina el volumen del compartimiento de lodos considerando un espacio de 60 litros por habitante.
- El fondo del compartimiento tendrá la forma de un tronco de pirámide, cuyas paredes tendrán una inclinación de 30˚ a 45˚ con respecto a la horizontal.

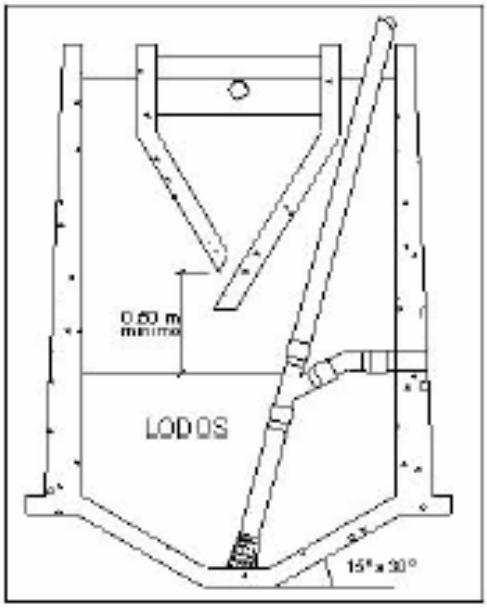


Figura 4-41 Detalle de la cámara de digestión del tanque Imhoff

4.4.3.3 Características para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas)

Se considera un volumen mínimo de 1 500 litros, usando los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 0,60 m como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos 20% y preferiblemente 30% del área total del compartimiento de digestión.
- Alternativamente se determina el volumen de la zona de espumas usando una tasa de 30 litros por habitante.

4.4.3.4 Características para la remoción de lodos digeridos.

Las facilidades para remoción de lodos digeridos deben ser diseñadas en forma similar que para sedimentadores primarios, considerando que los lodos son retirados para secado en forma intermitente. Para el efecto se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El. diámetro mínimo de las tuberías de remoción de lodos será de 20 cm.

- La tubería de remoción de lodos debe estar 15 cm. por encima del fondo del tanque.
- Para remoción hidráulica de lodo se requiere por lo menos una carga hidrostática de 1.5 m.

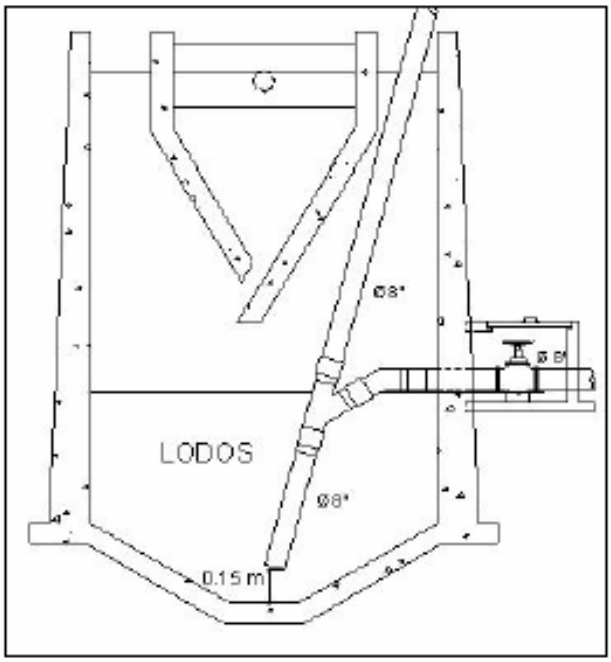


Figura 4-42 detalles de la cámara de digestión del tanque Imhoff

4.4.4 DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF

Sedimentador

ángulo	48.5º		Sección trasversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá entre 50° a 60°
d	0.2	m	Uno de los lados deberá prolongarse para evitar el paso de los gases al sedimentador; esta prolongación deberá tener una proyección horizontal de 0,15 a 0,20 m
P	1.2		Altura del triangulo del sedimentador
H	1.7	m	La profundidad es de 3 m (máx.)
L/A	4.0		Relación largo-ancho es 4
L/H	5.0		Relación largo-profundidad entre 5 y 30
L	8.5	m	La longitud del compartimiento es de (< 30 m), ya que longitudes moderadas facilitan la buena distribución del lodo
velocidad			La velocidad del escurrimiento no será mayor que 0.508 cm. /s
A	2.1	m	El ancho de la cámara está determinado por consideraciones de economía y conveniencia para evitar la formación de corrientes transversales; la profundidad del tanque relativamente moderada, teniendo en cuenta las dificultades de excavación.
Borde libre	0.5	m	El borde libre o distancia vertical entre parte superior de la pared del tanque y la superficie del agua, deberá ser como mínimo 0,30 m.

			Colocar frente a la entrada y a la salida deflectores colgantes y sumergidos de 30 a 50 cm. y proyectándose unos 30 cm. sobre la superficie de las aguas en el tanque y en los tanques grandes; de igual forma, deflectores intermedios para evitar el movimiento de las espumas o su paso al líquido saliente
V min	1.5	m3	Se debe considerar un volumen mínimo de 1 500 litros = 1.5 m3
Población	645.00	hb	Población proyectada para la comunidad de Malimpia
Vmáx	19.4	m3	Alternativamente se dimensiona la cámara de decantación con una tasa de 30 litros por habitante.
Vcalculado	19.9	m3	

Digestor de Lodos

esp	1.00		Espaciamiento entre sedimentador y digestor
b'	4.53		Ancho cámara de lodos
Vmin	3.00	m3	Se debe considerar un volumen mínimo de 3 000 litros = 3.0 m3
t	60.00	días	Período de almacenamiento de lodos
Población	645.00	hb	El volumen se determina considerando la destrucción del 50% de sólidos volátiles, con una densidad de 1.05 Kg./lts. y un contenido promedio de sólidos del 12.5% (al peso).
V	38.70	m3	Alternativamente se determina el volumen del compartimiento de lodos considerando un espacio

			de 60 litros por habitante
ángulo	30.00º		El fondo del compartimiento tendrá la forma de un tronco de pirámide, cuyas paredes tendrán una inclinación de 30˚ a 45˚ con respecto a la horizontal
H total	1.60		
h	1.16		
ancho	0.50		
A	4.90		Area total del compartimiento de digestión
Vcalculado	41.66		

Superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador

Vmin	1.5	m3	Se considera un volumen mínimo de 1 500 litros, usando los siguientes criterios
	0.6		El espaciamiento libre será de 0,6 m como mínimo.
porcentaje	20%		
A	0.9803		La superficie libre total será por lo menos 20% y preferiblemente 30% del área total del compartimiento de digestión
V	19.35	m3	Alternativamente se determina el volumen de la zona de espumas usando una tasa de 30 litros por habitante.

4.5 PRODUCCIÓN Y TRATAMIENTO DE LODOS

Los lodos bien digeridos en el tanque Imhoff presentan un color grisáceo y un leve olor característico no desagradable. En un corto tiempo, alrededor de un mes, se termina la materia digerible, la producción de gases es muy escasa y los lodos son lo suficientemente estables como para no presentar un peligro potencial para la salud pública.

Debido a que en la digestión los ácidos generados se reducen apreciablemente y no son suficientes para bajar el pH y particularmente se elimina el prolongado período de regresión ácida, lo que reduce el tiempo de digestión, es recomendable no retirar del estanque la totalidad de los lodos digeridos, sino dejar un residuo que actúe como siembra. Dicha mezcla de lodos frescos y digeridos está entre los factores que influyen en la digestión.[30]

El período de digestión es de 56 días para 15º C y 75 días para 10º C. es decir, la temperatura en un factor importante en dicho proceso e inversamente proporcional al tiempo de digestión. Ya que la comunidad se encuentra en la costa y a una temperatura mayor a las mencionadas se espera menor tiempo de digestión.

4.5.1 LECHOS DE SECADO DE LODOS

El secado del fango es una operación unitaria que consiste en reducir el contenido de agua por vaporización de ésta al aire ambiente. En los lechos de secado, las diferencias de presión del vapor son la causa de la evaporización a la atmósfera.[31]

Dichos lechos deben tener entre 50 a 60 cm de profundidad útil, con anchos entre 3 a 6 m (excepto para grandes instalaciones que puede sobrepasar los 10 m) y con medio de drenaje de 30 cm de espesor, el cual se recomienda debe tener el medio de soporte constituido por una capa de 15 cm. formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm. llenos de arena. Dicha arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo D_{10} de 0.3 a 1.3 mm y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5. Sobre ésta se coloca un estrato de grava graduada entre 1.3 y 5.1 mm de 20 cm de espesor. Los drenes son tubos de 100 mm de diámetro, de hierro fundido, instalados debajo de la grava del medio de drenaje. Los muros deben ser impermeables, extendiéndose verticalmente desde

[30] México. Unda Opazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria Aplicada a Saneamiento y Salud Pública, México, 1969. p. 297

[31] España. Metcalf & Eddy, Inc., Tratamiento y depuración de las aguas residuales, Barcelona, 1977. p. 332

un nivel de 15 cm. bajo la superficie de arena hasta 38 cm. o 46 cm. por encima. Se debe proveer una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta y losa en el fondo, para impedir la destrucción del lecho. La boca de descarga está 30 cm. más arriba que la superficie de la arena y de forma que puedan desaguar los tubos: [32]

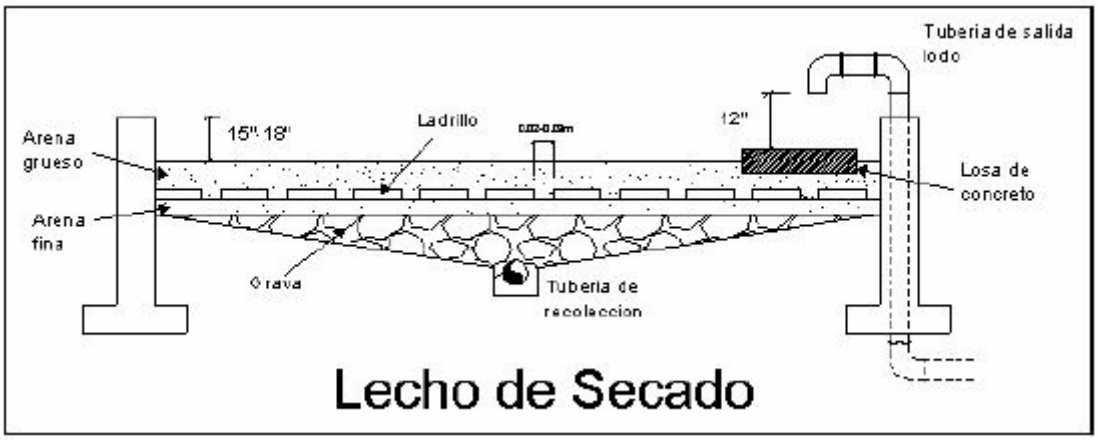


Figura 4-43 Corte lecho de secado

4.6 TRATAMIENTO SECUNDARIO

El efluente proveniente del tratamiento primario, que sale cargado de materia orgánica en suspensión, finalmente dividida, en estado coloidal y en solución, debe ser sometido a un tratamiento posterior (secundario) y, por consiguiente, el tanque Imhoff no constituye sino una parte de un tratamiento de aguas negras.

Los sistemas a contemplar respecto a los tanques de decantación – digestión, aplicables a pequeñas depuradoras, se concretan en:[33]

Tanque de decantación – digestión y pozos filtrantes

---

[32] Lima. OPS/CEPIS/05.164 UNATSABAR. Especificaciones técnicas para la construcción de tanque Imhoff, Lima, 2005.
p. 21

[33] Manual de Depuración Uralita. 1970 . p. 181

Tanque de decantación – digestión y zanjas filtrantes
Tanque de decantación – digestión y lecho bacteriano

Existen unidades tales como pozos absorbentes, sistemas de drenajes, zanjas filtrantes, filtros subterráneos de arena, cámaras de contacto o filtros superficiales de arena, que son parte de dichos procesos.

La solución de pozos absorbentes como tratamiento secundario se recomienda cuando el efluente proveniente del tanque sedimentador – digestor proviene de aguas de lavado, desagües de piscinas o de aguas pluviales, es además una solución transitoria.

Las cañerías de infiltración o drenajes se utilizan de preferencia cuando hay acuíferos relativamente superficiales y estratos impermeables a poca profundidad.

Las zanjas filtrantes se usan en suelo relativamente impermeable, en los que no puede construirse sistemas de drenaje o pozos absorbentes para una operación satisfactoria. Con este sistema se logra un buen saneamiento del agua residual y el efluente se puede descargar sin necesidad de tratamiento posterior en cursos que no se usen posteriormente para bebida.[34]

Los filtros subterráneos de arena son similares en fundamentos y construcción a las zanjas filtrantes de arena, con la diferencia de que estos son más pequeños.

4.6.1 LECHOS DE INFILTRACIÓN

Son instalaciones destinadas a depurar el afluente líquido, proveniente del tanque sedimentador – digestivo, por oxidación.

---

[34] México. Unda Opazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria Aplicada a Saneamiento y Salud Pública, México, 1969. p. 375

Es un sistema de conductos perforados o con juntas abiertas dispuestos a partir de dicho tanque. Dicha cañería se coloca dentro de una zanja, el ancho mínimo es de 0.60 metros en la parte superior y 0.45 en la parte inferior, la profundidad es variable.

La parte inferior se rellena con piedra partida unos 0.40 metros, sobre este manto se coloca la cañería filtrante de juntas abiertas a una profundidad no mayor a 0.60 metros.

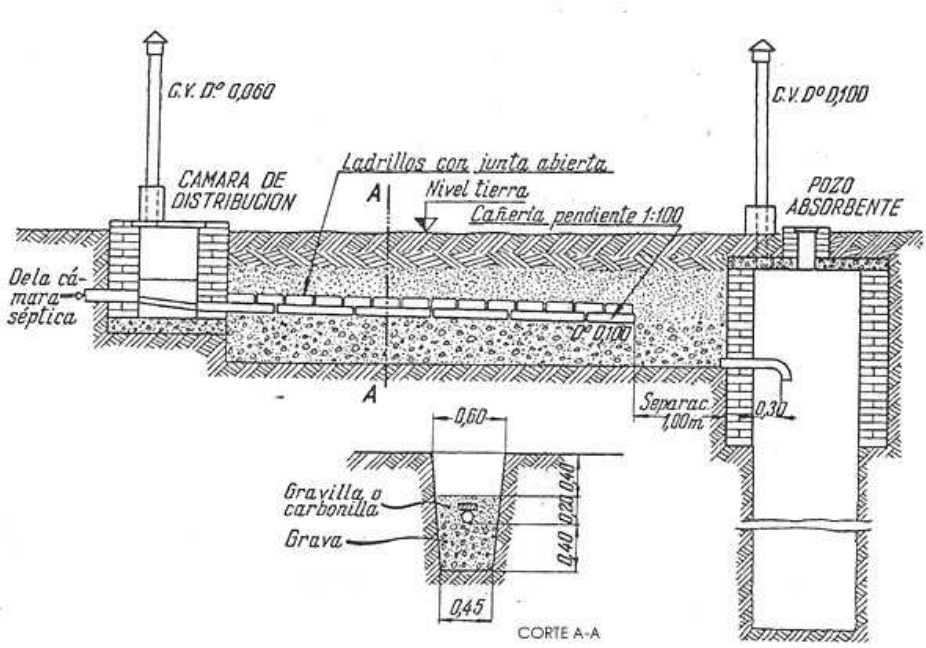
Su construcción es simple, y no requiere demasiada atención, lo que le otorga una mayor ventaja en cuanto a otros sistemas.

Es conveniente disponer la cañería a poca profundidad, para que el aire tenga acceso.

Las cañerías de diámetro 100 mm son de hormigón simple. A las juntas abiertas se las coloca por encima una hilada de ladrillos, para evitar el ingreso de material a la cañería.

La pendiente debe ser del 1%.

Cuando la cañería es de una longitud mayor de 30 metros, se disponen varios ramales.



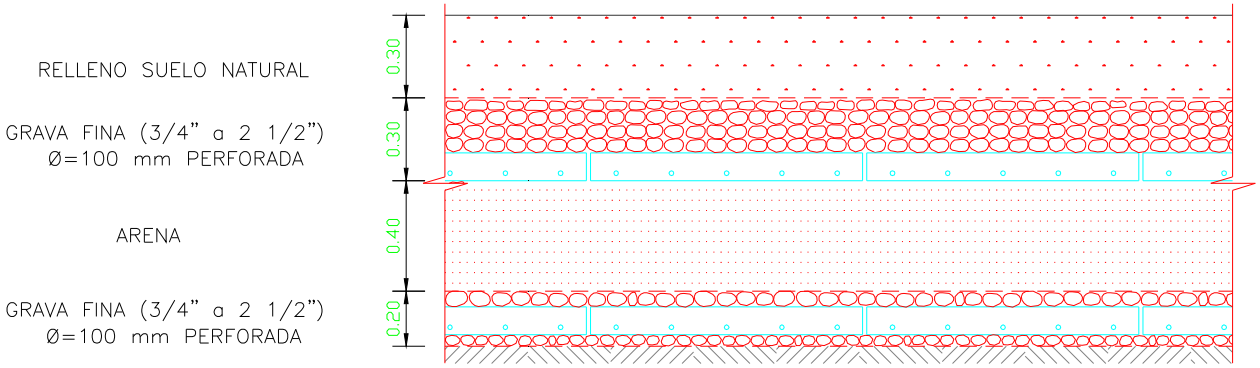
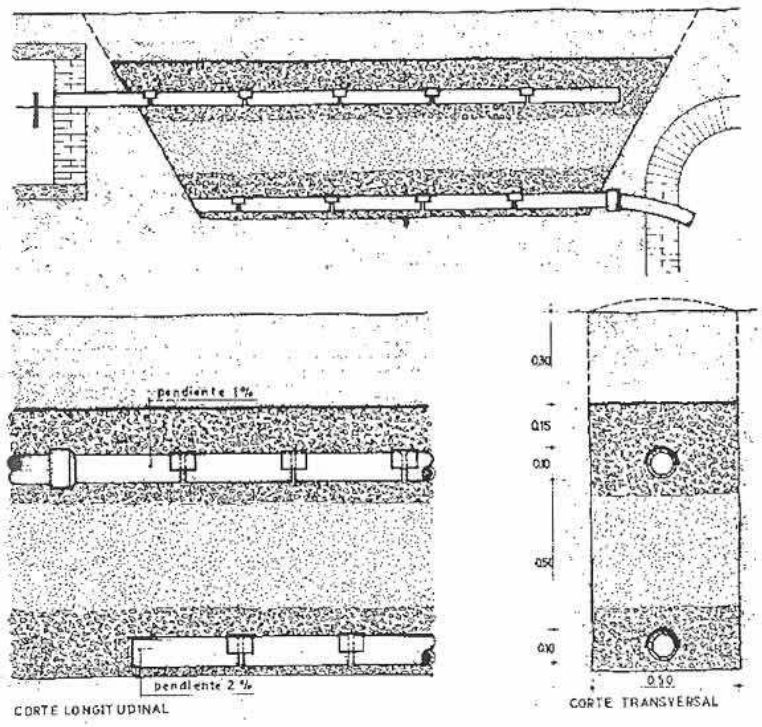


Figura 4-44 Corte longitudinal del lecho de infiltración



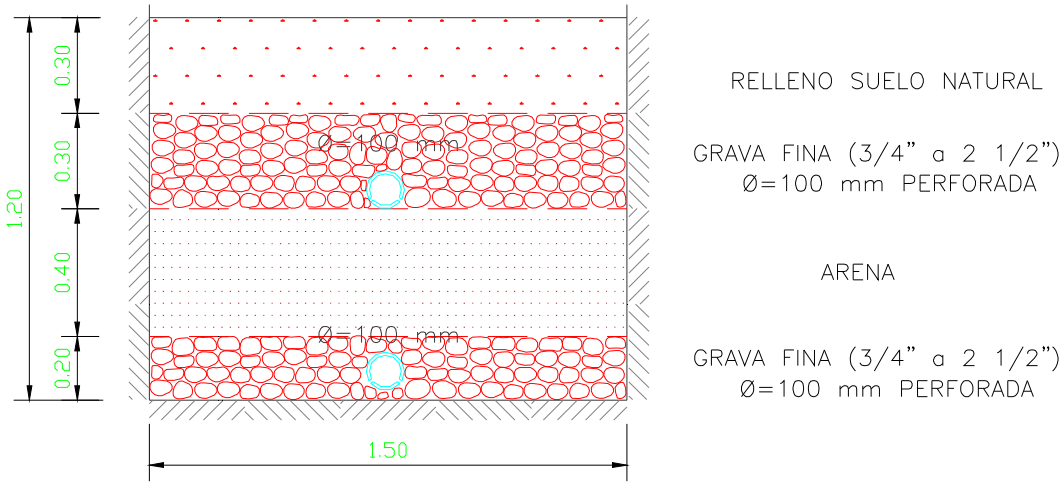


Figura 4-45 Corte transversal del lecho de infiltración

CAPITULO 5. EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO

5.1 DETERMINACIÓN DEL VALOR UNITARIO POR RUBRO

Una parte importante del proyecto es la estimación del presupuesto, el cual a su vez depende del valor unitario que se le de a cada rubro considerado y de la cuantificación de las cantidades de obra.

Para la realización del análisis de precios unitarios, deben seguir los siguientes pasos:

- Determinación de los volúmenes de obra.
- Investigar los costos de materiales en el mercado.
- Investigar los rendimientos del personal de mano de obra en los diferentes rubros, (en lo posible de datos reales obtenidos en el campo).
- Valor de la mano de obra y maquinaria según La Contraloría General del Estado.
- Especificaciones técnicas de construcción

Las cantidades de obra se han establecido de conformidad a los planos de diseño definitivos del ANEXO 6. y del ANEXO 7.

Las especificaciones técnicas, que son la descripción del rubro y su forma de construcción, guían tanto la definición de las obras a ejecutar como el establecimiento de los precios unitarios. Dichas especificaciones se presentan en el ANEXO 8.

A continuación se presentan los valores unitarios por rubro considerados en este proyecto, cuyo detalle de evaluación se presenta pormenorizadamente en el ANEXO 9.

CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Características de la población

La familia promedio comunidad de la comunidad de Malimpia, conformada en su mayoría por población afro ecuatoriana, se compone de cuatro miembros: un padre, una madre y dos hijos. La mayoría de pobladores poseen seguro campesino

Actividad económica

Se dedican en su mayoría a la agricultura, siendo el hombre quien en general más aporta a la economía familiar. La industria palmicultura no constituye una fuente de empleo directa para los moradores de la comunidad, ya que está actividad no requiere de uso intenso de mano de obra. La pesca en el estero Malimpia no es rentable debido al poco cuidado que se le ha dado.

Economía familiar

Se trata de una comunidad marginal, con ingresos escasos. Los hijos con edad adolescente se ven obligados a incorporarse a la actividad económica para aumentar el ingreso familiar. El hecho de tener que cancelar la tarifa básica de los servicios básicos complica sus exiguos presupuestos familiares.

Enfermedades

La parasitosis afecta a la población infantil. Su presencia se debe a la mala calidad del agua. Mediante el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y el tratamiento de aguas residuales se mejorara el nivel de vida de los moradores y se minimizar problemas de insalubridad.

Impacto ambiental

La instalación de una planta para el tratamiento de provenientes de las aguas residuales del sistema de alcantarillado antes de descargar

Causar el menor daño ecológico al río Blanco en el cual se descargarán las aguas tratadas procurando mantener un equilibrio en el medio ambiente, y sobre todo no alterar las costumbres de los pobladores como la pesca, el turismo, etc.

Los problemas sociales por los que atraviesa la comunidad están relacionados con la pobreza y la insalubridad. La falta de atención de organismos gubernamentales hacia este sector de la provincia de Esmeraldas han ahondado más este problema, por lo que se registra un gran número de emigrantes hacia las grandes ciudades y zonas urbanas, como la ciudad de Esmeraldas, Santo Domingo de los Colorados, Guayaquil y Quito, lo que conlleva a problemas sociales entre ellos el desempleo, la prostitución, el incremento de índices delictivos, etc.

Uno de los importantes factores que influye en el retraso y estancamiento de la población, es el hecho de no existir uno de los servicios básicos como es el alcantarillado.

Una vez ejecutado el proyecto de alcantarillado, éste podría ayudar a que en el futuro este lugar pueda convertirse en un atractivo centro turístico debido a su ubicación, de privilegio, con grandes potenciales agroindustriales, variada flora y fauna, así como artesanías y costumbres que resaltar y cultivar.

Servicios

: agua potable, recolección de Desechos solidos, escuela primaria, colegio, transporte, puesto de auxilio inmediato, subcentro de salud e iglesia.

En la actualidad todas las familias cuentan con servicio de recolección de desechos sólidos que se realiza todos los días sábados, y que está a cargo del Municipio de Quinindé

Población

Para la proyección de la población se debe considerar la existencia de una población flotante, es decir aquella que en realidad no vive en la ciudad pero que en ciertos días van a la ciudad y consumen agua. Además se debe prever el hecho de que el sector se convertirá en zona turística y por tanto con mayor crecimiento poblacional.

Por lo anteriormente expuesto se asume un valor de población futura igual al calculado por el método geométrico, es decir la población estimada es de 645 hb.

estratigrafia

En este caso se considera un valor de caudal de infiltración bajo, debido a que el nivel freático se encuentra a 10.50 m. de profundidad desde la superficie, como se presenta en el ANEXO 3. [35]

El caudal de infiltración considerado corresponde al agua proveniente de la lluvia e infiltrada por el estrato de tierra permeable.

La existencia de aguas subterráneas confinadas o artesianas no se presenta en este caso, ya que como se nota en la estratigrafía, el lecho por encima del nivel estático de bombeo corresponde a arenas y gravillas, siendo estas muy permeables, por lo que no permiten el confinamiento del agua.

---

[35] Ecuador. Departamento de Operación del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Memoria descriptiva del proyecto de agua potable para “Malimpia”, Provincia de Esmeraldas, Quito, 1972.

Para impedir el depósito de materia mineral, tal como arena y grava, se tendrá en cuenta que la velocidad media adecuada en las alcantarillas sanitarias es de 0.75 m/s. estos valores son los mínimos.[36]

La velocidad mínima corresponde a la velocidad de arrastre, que tiene que ver con el tamaño de las partículas a acarrear (velocidad de autolimpieza). Esta puede ser calculada con la expresión

[36] España. Metcalf & Eddy, Inc., Tratamiento y depuración de las aguas residuales, Barcelona, 1977. p. 114, 115

6.2 RECOMENDACIONES

Es necesario que El Municipio de Quinindé se preocupe en la infraestructura vial y caminos de acceso a Malimpia y en general a todos los pueblos aledaños, ya que todos estos lugares tienen un potencial turístico que no puede ser explotado por no contar con buenas rutas de acceso.

La disposición de los desechos sólidos, como se mencionó en la parte relacionada a la descripción de la comunidad y el sistema de recolección, se realiza mediante recolección semanal y solamente los días sábados. Si bien es una

El tratamiento secundario de las aguas residuales, si bien depuran el agua de una forma satisfactoria, sin amenazar al punto de la descarga, no es suficiente como para garantizar el uso del mismo como bebida, tal como se expone en el punto 4.6, respecto a las zanjas filtrantes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIA 1: Ecuador. Departamento de Operación del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Memoria descriptiva del proyecto de agua potable para "Malimpia", Provincia de Esmeraldas, Quito, 1972.

REFERENCIA 2: Ecuador. Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (I.E.O.S.), Proyecto de código ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Abastecimiento de agua potable y eliminación de aguas residuales en el área urbana, Quito.

REFERENCIA 3: Ecuador. Ministerio de Salud Pública, Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias e Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias(I.E.O.S.), Normas tentativas para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable y sistemas de alcantarillado urbanos y rurales, Quito.

REFERENCIA 4: Ecuador. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Subsecretaria De Saneamiento Ambiental (SSA), Agencia De Los Estados Unidos Para El Desarrollo Internacional (USAID), Normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural, Quito, 1995.

REFERENCIA 5: Ecuador. Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMMAP-Q). Parámetros de diseño para sistemas de alcantarillado, Quito, 1999.

REFERENCIA 6: España. Metcalf & Eddy, Inc., Tratamiento y depuración de las aguas residuales, Barcelona, 1977.

REFERENCIA 7: Luis Jaramillo, "Apuntes de alcantarillado", Quito, Ecuador, 2004.

REFERENCIA 8: "Microsoft", Encarta, 2004.

REFERENCIA 9: Colombia. Crites, Ron y Tchobanoglous, George, Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones, Barcelona, 1977.

REFERENCIA 10: Manual de Depuración Uralita. 1970

REFERENCIA 11: España. Metcalf & Eddy, Inc., Ingeniería de aguas residuales, Barcelona, 1995.

REFERENCIA 12: México. Unda Opazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria Aplicada a Saneamiento y Salud Pública, México, 1969.

REFERENCIA 13: Lima. OPS/CEPIS/05.164 UNATSABAR. Especificaciones técnicas para la construcción de tanque Imhoff, Lima, 2005.

REFERENCIA 14: Muñoz, “Apuntes de Depuración”, Quito, Ecuador, 2005.

REFERENCIA 15: Ecuador. Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Biblioteca, Metodología del trabajo científico, Quito, 1983

ANEXOS

ANEXO 1. TOPOGRAFÍA

Plano 1/12: Contiene la topografía de la comunidad de Malimpia.

ANEXO 2. DATOS DE LOS CENSOS ELABORADOR POR EL INEC

ANEXO 3. ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO

ANEXO 4. CALIDAD DEL CUERPO RECEPTOR

ANEXO 5. CAUDALES MEDIOS MINIMOS

ANEXO 6. PLANOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Plano 2/12: Contiene las distribuciones de áreas de aportación.

Plano 3/12: Contiene la conducción de la red de alcantarillado.

Plano 4-8/12: Los planos del 4 al 8, contienen los perfiles longitudinales de todas las calles.

Plano 9/12: Contiene el gráfico y detalles de la descarga.

Plano 10/12: Contiene el plano del pozo tipo, y de las conexiones domiciliarias.

ANEXO 7. PLANOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Plano 11/12: Contiene la arquitectura el Tanque Imoff.

Plano 12/12: Contiene el plano estructural del Tanque Imhoff.

ANEXO 8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ANEXO 9. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS