

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“PROPUESTA DE PLANTA DE TRATAMIENTO PARA AGUAS
RESIDUALES DOMÉSTICAS URBANAS Y AMPLIACIÓN DEL
ALCANTARILLADO SANITARIO EN ZONAS UBICADAS AL NOR - ORIENTE
DEL CASCO URBANO EN EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE,
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”**

PRESENTADO POR:

ROOSMERI EDENA GÓMEZ DOMÍNGUEZ

LAURA MARCELA PALACIOS DÍAZ

LUIS EDGAR SÁNCHEZ PÉREZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2009.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL:

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO:

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERIO CIVIL

Titulo:

**“PROPUESTA DE PLANTA DE TRATAMIENTO PARA AGUAS
RESIDUALES DOMÉSTICAS URBANAS Y AMPLIACIÓN DEL
ALCANTARILLADO SANITARIO EN ZONAS UBICADAS AL NOR - ORIENTE
DEL CASCO URBANO EN EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE,
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”**

Presentado por:

ROOSMERI EDENA GÓMEZ DOMÍNGUEZ

LAURA MARCELA PALACIOS DÍAZ

LUIS EDGAR SÁNCHEZ PÉREZ

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores:

MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

ING. FLAVIO MIGUEL MEZA

ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO

San Salvador, Septiembre de 2009.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

ING. FLAVIO MIGUEL MEZA

ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar la elaboración del presente trabajo de graduación, queremos hacer públicos nuestros agradecimientos:

A DIOS: Quién de manera bondadosa nos permite alcanzar nuestros anhelos, permitiéndonos vivir y brindándonos la capacidad de hacer lo que deseamos.

AL TEC. RAFAEL FUENTES, Gerente de Desarrollo Urbano de la Alcaldía de Quezaltepeque, por su valiosa colaboración y apoyo para la realización de este trabajo.

A NUESTROS DOCENTES DIRECTORES ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON, ING. FLAVIO MIGUEL MEZA E ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO: Gracias por ayudarnos en el desarrollo del presente trabajo de graduación, por orientarnos y dar de su tiempo y recursos, por estar siempre dispuestos a ayudarnos en todo momento, que Dios les bendiga y duplique su acto de bondad al prestar su servicio desinteresado.

AL PERSONAL DOCENTE DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL: Gracias por impartir de su conocimiento y contribuir a nuestra formación.

DEDICATORIA

Primero que nada quiero dar gracias a Dios que me ha guiado por el camino para poder concluir mi carrera y también a mi Virgencita querida que ha intercedido por mi cuando lo he necesitado.

A mis mamás que siempre me impulsaron a continuar mi carrera en cada momento cuando sentía que las cosas iban mal, ellas siempre me brindaron su apoyo. Gracias por todo el sacrificio que han hecho por mí.

También a Eduardo que estuvo conmigo, dándome ánimos y energía para seguir a delante, gracias por todo, contigo la carga se aligero grandemente y quiero compartir esta felicidad que siento.

A mis compañeros Marcela y Luis, quiero agradecer especialmente a Luis Sánchez Pérez por el apoyo tanto en su trabajo, como también económico, siempre pensé que Dios te envió para ayudarnos y en efecto a si fue, a Marcela porque gracias a ella aprendí muchas cosas en todos los sentidos, gracias compañera. Gracias a ambos y gracias a Dios porque pudimos llevar nuestro trabajo de graduación a un excelente final.

A nuestros asesores Ing. Flavio Meza, Ing. Ricardo Herrera e Ing. Ranulfo Cárcamo, que nos brindaron sus conocimientos y parte de su tiempo, gracias por prestarme sus libros, críticas constructivas y consejos.

No quiero dejar de agradecer también a nuestros compañeros honorarios, Raúl y Henri, sus aportes contribuyeron a enriquecer nuestro trabajo de graduación.

Para concluir de nuevo gracias a todos, ya que cada uno fue una pieza importante para que mi sueño se hiciera realidad.

Roosmeri Gómez

DEDICATORIA

Doy gracias a Dios, que me puso un camino y me guió por el, y que ahora hace de este trabajo el sello final de este que fue un bello viaje.

Dedico este esfuerzo a mis padres: **Cecilia Isabel Díaz** y **Oscar Antonio Quintanilla**, quienes han sido el mayor ejemplo de superación y amor en toda mi vida.

A **Gracia María** y **Ana Cecilia Quintanilla**, mis hermanas. Con quienes comparto este triunfo las invito a luchar para superarse, recuerden en mí encontrarán siempre un apoyo incondicional.

A mi "**Mamá Amparo**", que Dios te bendiga, esto es para ti, porque, me cuidas y me quieres como nadie. Gracias por recordarme que existe un Dios que a todos nos ama y al que tanto debemos. Te quiero "Payito".

A mi "**Tío Adonis**" **Adriana y Edu**, y a toda mi familia, porque con ustedes celebro la llegada a la primera de mis metas.

A mis amigos de la Universidad: Johanna Bonilla, Eduardo Barrera, Jaime Beltrán, Wilkie González, Walter Guerrero, Mario Echeverría, "Chirwin", Osiris, a mi mejor amigo y compañero honorario **Raúl Chica**, y a todos aquellos que olvido mencionar. Gracias, sin excepción, son lo mejor que me pasó en la "U".

Un agradecimiento especial a nuestros asesores Ing. Ricardo Herrera, Ing. Flavio Meza e Ing. Ranulfo Cárcamo por su tiempo y conocimiento el que sin duda hizo de este un gran Trabajo de Graduación.

Por último, pero no menos importante agradezco a **Roosmeri** por su entrega y dedicación inigualable, y a "**Sánchez Pérez**" por el gran trabajo y apoyo económico que siempre nos brinda. Bendiciones y éxitos para ambos compañeros. "**NOS QUEDO DE TOQUE**".

Laura M. Palacios D.

DEDICATORIA

Le doy gracias a “**Dios**” por haberme facilitado todo lo necesario salud, vida y entendimiento para lograr alcanzar esta meta.

Mi sacrificio y esfuerzo se los dedico a mis hijos: **Elida Gabriela Sánchez Henríquez y Luis Edgar Sánchez Henríquez**, a mi esposa **Elia Henríquez de Sánchez**, que fueron las personas que confiaron y mi dieron fuerzas para luchar.

A mis padres por haberme dado la vida y el impulso para iniciar mis estudios: **Lidia Concepción Pérez y Jesús Sánchez Ortiz**.

A todos mis amigos Universitarios y no Universitarios, que de algún modo me apoyaron para lograr terminar estos estudios.

Por último, a mis compañeras, Marcela y Roosmeri, déjenme decirles: ¡Llegamos a la Meta!

Luis Edgar Sánchez Pérez

INDICE GENERAL

	Pág.
INDICE DE TABLAS.	xviii
INDICE DE FIGURAS.	xiii
INTRODUCCIÓN	xvi
 CAPITULO I : GENERALIDADES 	
1.1. Antecedentes.	2
1.2. Planteamiento del Problema.	5
1.3. Objetivos.	7
1.4. Alcances.. . . .	9
1.5. Limitaciones.	11
1.6. Justificación.	13
 CAPITULO II : AGUAS RESIDUALES, FUNDAMENTOS TEORICOS 	
2.1. Introducción.	16
2.2. Definición de agua residual.	17
2.3. Tipos de aguas residuales.	17
2.3.1. Agua residual de tipo ordinario.	18
2.3.2. Agua residual de tipo especial.	18

2.4. Composición de las aguas residuales.	19
2.5. Caracterización de las aguas residuales.	20
2.5.1. Variación en la composición de las aguas residuales.	20
2.5.1.1. Variaciones a corto plazo	21
2.5.1.2. Variaciones estacionales	22
2.5.2. Características físicas.	23
2.5.3. Características químicas.	25
2.5.4. Características biológicas.	29
2.6. Proyecto de alcantarillado sanitario	35
2.6.1. Tipos de alcantarillado.	35
2.6.2. Consideraciones generales en el diseño de sistemas de alcantarillado	36
2.6.3. Diseño de sistemas de alcantarillado. Generalidades.	36
2.7. Elementos de un sistema de alcantarillado	47
2.7.1. Pozos de registro.	47
2.7.2. Cajas de inspección.	52
2.7.3. Conexiones domiciliarias.	52
2.7.4. Materiales y tamaños de las alcantarillas.	53
2.8. Pruebas de funcionamiento de la red de alcantarillado.	56
2.8.1. Prueba con agua.	57
2.8.2. Prueba con aire a baja presión.	57
2.9. Formulación y planeamiento de redes de alcantarillado	

sanitario	59
2.9.1. Recopilar la información básica.	59
2.9.2. Revisar las condiciones del proyecto y seleccionar las bases del diseño.	60
2.9.3. Proyectar las alcantarillas.	60
2.9.4. Ejecutar planos y especificaciones.	60
2.10. Tratamiento de aguas residuales.	60
2.10.1. Generalidades de los tratamientos de aguas residuales.	61
2.10.2. Métodos de tratamientos de las aguas residuales.	63
2.11. Marco normativo aplicable al alcantarillado sanitario y a la plantas de tratamiento de aguas residuales en El Salvador.	87

CAPÍTULO III: GENERALIDADES DEL MUNICIPIO Y TRABAJO DE CAMPO PREVIO AL DISEÑO

3.1. Ubicación geográfica.	94
3.2. División administrativa urbana.	95
3.3. Condiciones climatológicas del municipio de Quezaltepeque.	96
3.4. Proyección de la población para alcantarillado sanitario	97
3.5. Determinación del caudal a la salida del alcantarillado existente.	100
3.6. Toma de muestras para la caracterización de las aguas residuales.	102

3.6.1. Caracterización de efluentes.	102
3.6.2. Técnicas de muestreo.	103
3.6.3. Toma de muestras y parámetros a analizar en el presente estudio.	104
3.6.4. Resultados del análisis físico, químico y bacteriológico del efluente en estudio.	105
3.7. Topografía de la zona nor – oriente del municipio de Quezaltepeque.	108
3.7.1. Levantamiento planimétrico.	108
3.7.2. Levantamiento altimétrico.	109
3.7.3. Plano de ruta de red alcantarillado sanitario propuesto. .	109
3.8. Estudio hidrológico para determinación de caudal máximo. .	109
3.8.1 Desarrollo de estudios hidrológicos para cuenca 1 y sub cuencas 1 – 5 en puntos de interés de quebradas. .	111
3.9. Estudio hidráulico para determinación de tirante máximo. .	148
3.9.1. Desarrollo de estudios hidráulicos en puntos de interés de quebradas.	152

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

SANITARIO

4.1. Consideraciones generales para el diseño.. . . .	159
4.2. Caudal de diseño.	160
4.3. Calculo ilustrativo de caudal, área y velocidad de diseño para	

algunos tramos de la red.	161
4.4. Presentación del diseño.	165
4.4.1. Diseño de colectores.	166
4.5. Descarga de aguas residuales.	184

CAPITULO V: OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO

5.1. Consideraciones generales.	186
5.2. Principales causas que alteran el sistema.	188
5.3. Inspecciones del alcantarillado.	189
5.4. Limpieza del alcantarillado.	191
5.5. Reparaciones en el alcantarillado.	195
5.6. Medidas de protección al alcantarillado sanitario.	196

CAPITULO VI: DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

6.1. Características de lugar.	198
6.2. Parámetros de diseño y características del efluente.	199
6.3. Calculo del caudal.	201
6.4. Selección de alternativas de diseño de la planta de tratamiento.	203
6.5. Alternativas de diseño de planta de tratamiento.	215
6.5.1. Alternativa de tratamiento # 1.	215
6.5.2. Alternativa de tratamiento # 2.	257
6.6. Alternativa definitiva.	269

CAPITULO VII: OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

7.1. Consideraciones generales.	271
7.1.1 Requerimientos previos al arranque, operación y mantenimiento.	271
7.2. Operación y mantenimiento del tratamiento preliminar.	275
7.3. Operación y mantenimiento del tratamiento primario.	280
7.4. Operación y mantenimiento del tratamiento secundario.	281
7.5. Operación y mantenimiento del tratamiento de lodos.	283
7.6. Equipo de trabajo y herramientas recomendado para operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales domesticas.	286
7.7. Programa de medición de parámetros de control.	289
7.1.1. Muestreo.	289
7.1.2. Pruebas in situ.	290
7.1.4. Informes operacionales.	291
7.1.5. Formularios de funcionamiento para la planta de tratamiento.	292

CAPITULO VIII: ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA LOS SECTORES SIN ACCESO AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

8.1. Sectores que no pueden tener acceso para conexión a red de alcantarillado sanitario trabajando por gravedad.	294
8.2. Presentación de alternativas.	295

8.3. Sistema de fosa séptica.	296
8.3.1. Elementos de una fosa séptica.	296
8.3.2. Diseño de tanques sépticos.	301
8.3.3. Tanque séptico prefabricado.	307
8.3.4. Diseño de alternativa de fosa séptica.	310
8.4. Letrina abonera seca familiar.	313
8.4.1. Guía para la construcción de las LASF.	314

**CAPITULO IX: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y
PRESUPUESTO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO**

9.1. Especificaciones técnicas.	325
9.1.1. Instalaciones provisionales.	325
9.1.2. Trazo y nivelación.	325
9.1.3. Excavación para tuberías.	326
9.1.4. Compactación en zanjas.	328
9.1.5. Albañilería.	329
9.1.6. Suministro e instalación de tuberías.	335
9.1.7. Mampostería de piedra.	338
9.2. Planos y detalles del alcantarillado sanitario.	339
9.3. Presupuesto del alcantarillado sanitario.	339
9.3.1. Consideraciones generales.	339
9.3.2. Datos obtenidos de los planos.	342
9.3.3. Resumen de costos.	343

CAPITULO X: ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

10.1. Especificaciones técnicas.	346
10.1.1. Obras preliminares.	346
10.1.2. Movimiento de tierra.	347
10.1.3. Estructuras de concreto armado.	350
10.1.4. Estructuras metálicas.	356
10.1.5. Estructuras de mampostería de bloques de concreto.	356
10.1.6. Acabados en paredes.	358
10.1.7. Instalaciones para agua potable.	359
10.1.8. Instalaciones para agua drenaje.	360
10.1.9. Instalaciones para bombeo.	361
10.2. Planos y detalles de la planta de tratamiento.	362
10.3. Presupuesto de la planta de tratamiento.	362
10.3.1. Consideraciones generales.	362
10.3.2. Resumen de costos.	364

CAPITULO XI: ASPECTOS MEDIOAMBIENTALES Y FORMULARIOS

11.1. Introducción.	389
11.2. Impactos ambientales producidos por las aguas residuales.	390
11.2.1. Relación: hombre, agua residual y medioambiente.	390

11.2.2. Efectos dañinos de las aguas residuales en las aguas naturales.	390
11.2.3. Fuentes y control	392
11.3 Formulario ambiental.	393
CAPITULO XII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
3.1. Conclusiones respecto al sistema de alcantarillado sanitario.	413
3.2. Conclusiones respecto al sistema de tratamiento.	415
3.3. Recomendaciones respecto al sistema de alcantarillado sanitario	418
3.4. Recomendaciones respecto al sistema de tratamiento.	420
Bibliografía	421
Anexos	426

INDICE DE TABLAS

	Pág.
CAPITULO II	
Tabla 2.1 Composición de las aguas residuales	20
Tabla 2.2 Clasificación general de los microorganismos según sus fuentes de energía y carbono	30
Tabla 2.3 Intervalos comunes de temperatura para varias bacterias	32
Tabla 2.4 Tabla de consumos específicos	38
Tabla 2.5 Factor aplicado a tuberías para cálculo de la capacidad de la tubería	39
Tabla 2.6 Diámetros mínimos a emplearse	40
Tabla 2.7 Velocidades máximas en las alcantarillas	46
Tabla 2.8 Resultados de diferentes procesos de tratamiento para aguas residuales	80
Tabla 2.9 Cantidades nominales y características de los lodos producidos por diferentes procesos de tratamiento	82
CAPITULO III	
Tabla 3.1 Proyección de población para el área de estudio	98
Tabla 3.2 Resultados del análisis físico - químico de muestra del alcantarillado existente	106
Tabla 3.3 Resultados del análisis bacteriológico de muestra del alcantarillado existente	108
Tabla 3.4 Cálculo para la determinación de E_m	116
Tabla 3.5 Longitudes de curva de nivel dentro de la cuenca 1	121
Tabla 3.6 Criterios de diseño generalizado para estructuras de control de aguas	129
Tabla 3.7 Valores de R para diferentes valores de n	130
Tabla 3.8 Intensidad de precipitación máxima anual estación San Andrés	132
Tabla 3.9 Intensidad de precipitación máxima anual estación Ingenio San	

Francisco Aguilares	133
Tabla 3.10 Intensidad de precipitación máxima anual estación Aeropuerto de Ilopango	134
Tabla 3.11 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación San Andrés	136
Tabla 3.12 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación San Andrés	137
Tabla 3.13 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación Ingenio San Francisco Aguilares	137
Tabla 3.14 Datos de intensidad de diseño (periodo de retorno 25 años)	138
Tabla 3.15 Intensidades de diseño Cuenca 1	138
Tabla 3.16 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación San Andrés	139
Tabla 3.17 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación Ingenio San Francisco Aguilares	140
Tabla 3.18 Datos de intensidad de diseño (periodo de retorno 25 años)	140
Tabla 3.19 Intensidades de diseño Subcuenca 1	141
Tabla 3.20 Intensidades de diseño Subcuenca 2	141
Tabla 3.21 Intensidades de diseño Subcuenca 3	141
Tabla 3.22 Intensidades de diseño Subcuenca 4	141
Tabla 3.23 Intensidades de diseño Subcuenca 5	141
Tabla 3.24 Valores de coeficiente de escorrentía de cuenca 1	143
Tabla 3.25 Caudal máximo (Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia)	146
Tabla 3.26 Caudal máximo (Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes)	146
Tabla 3.27 Caudal máximo (Subcuenca 2: Quebrada Los Obrajes)	147
Tabla 3.28 Caudal máximo (Subcuenca 3: Quebrada El Guitarrín)	147
Tabla 3.29 Caudal máximo (Subcuenca 4: Quebrada Las Lajas)	147
Tabla 3.30 Caudal máximo (Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes)	148
Tabla 3.31 Valores de rugosidad de ríos en cursos naturales	150
Tabla 3.32 Tirantes y sus respectivos caudales Cuenca 1	152
Tabla 3.33 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 1	153
Tabla 3.34 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 2	154

Tabla 3.35 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 3	155
Tabla 3.36 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 4	156
Tabla 3.37 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 5	157

CAPITULO VI

Tabla 6.1 Parámetros máximos permitidos en el efluente del sistema para aguas residuales domésticas	199
Tabla 6.2 Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo	200
Tabla 6.3 Rangos de aplicación para sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir	203
Tabla 6.4 Evaluación de alternativa para rango de aplicación	204
Tabla 6.5 Superficie necesaria para la aplicación de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales	204
Tabla 6.6 Evaluación de alternativa para superficie necesaria	205
Tabla 6.7 Simplicidad de construcción de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales	206
Tabla 6.8 Evaluación de alternativa para simplicidad de construcción	206
Tabla 6.9 Requerimiento de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales	207
Tabla 6.10 Evaluación de alternativa para operación y mantenimiento	208
Tabla 6.11 Costos unitarios de construcción para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir	209
Tabla 6.12 Costos unitarios de operación y mantenimiento para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir	210
Tabla 6.13 Eficiencia de remoción según la etapa de tratamiento - Valores promedios	211
Tabla 6.14 Estimativa de impacto ambiental para diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales	213
Tabla 6.15 Evaluación de alternativas para impacto ambiental	213

Tabla 6.16 Rangos estimados de producción de lodos en función del sistema de tratamiento de agua residual adoptado	214
Tabla 6.17 Comparación de Normas Internacionales	216
Tabla 6.18 Parámetros de diseño para rejillas	218
Tabla 6.19 Factor de forma para rejillas	219
Tabla 6.20 Espaciamiento entre rejillas	219
Tabla 6.21 Sección transversal rectangular de las barras	220
Tabla 6.22 Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores	222
Tabla 6.23 Velocidad de sedimentación, en función del diámetro de las partículas	222
Tabla 6.24 Límites de aplicación, medidores Parshall con descarga libre	225
Tabla 6.25 Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)	226
Tabla 6.26 Valores del exponente n y el coeficiente K	228
Tabla 6.27 Parámetros de diseño para sedimentadores	232
Tabla 6.28 Cantidad normal de lodos producidos por distintos procesos de tratamiento	233
Tabla 6.29 Valores de constantes para DBO y SST	238
Tabla 6.30 Concentraciones resultantes	239
Tabla 6.31 Parámetros de diseño para filtros percoladores	241
Tabla 6.32 Tabla de resultados de concentraciones de DBO luego de filtros percoladores	247
Tabla 6.33 Parámetros de diseño de carga superficial para sedimentación	248
Tabla 6.34 Tabla de interpolación de temperaturas para diferentes periodos de digestión	253
Tabla 6.35 Tabla de resultados de concentraciones de DBO luego de filtros percoladores	263
CAPITULO VII	
Tabla 7.1 Equipo de protección personal	287
Tabla 7.2 Herramientas utilizadas en la limpieza de la planta de tratamiento	288

Tabla 7.3 Frecuencia mínima de muestreo y análisis de aguas residuales de tipo ordinario	290
CAPITULO VIII	
Tabla 8.1 Área de lotes que no podrán conectarse a la red propuesta	294
Tabla 8.2 Dimensiones de un tanque séptico de acuerdo al número de personas	298
Tabla 8.3 Tiempos de retención en proporción al volumen que se debe tratar	302
Tabla 8.4 Contribución de lodo fresco L_f en L/día	302
Tabla 8.5 Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos	303
Tabla 8.6 Valores de profundidad útil de acuerdo al volumen estimado para el tanque séptico (tomado de Norma Colombiana RAS)	303
Tabla 8.7 Características de tanques sépticos	307
Tabla 8.8 Periodo de limpieza de tanque séptico	308
CAPITULO IX	
Tabla 9.1 Proporciones volumétricas para morteros	333
CAPITULO X	
Tabla 10.1 Ancho de excavación para tuberías	360

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
CAPITULO II	
Figura 2.1 Variación horaria típica del caudal y concentración del agua residual de origen doméstico	21
Figura 2.2 Principales grupos de organismos biológicos	31
Figura 2.3 Planta de pozo de registro de visita de aguas residuales	48
Figura 2.4 Cortes de un pozo típico de aguas residuales	48
Figura 2.5 Cortes de un pozo típico de aguas residuales	50
Figura 2.6 Reja típica de limpieza manual	65
Figura 2.7 Vistas de corte longitudinal y planta de desarenador	66
Figura 2.8 Vista en elevación de fosa séptica	68
Figura 2.9 Vistas de un tanque Imhoff	70
Figura 2.10 Vistas en planta y elevación de sedimentador circular	71
Figura 2.11 Vistas en planta y elevación de filtro percolador	73
Figura 2.12 Vistas de filtro anaerobio flujo ascendente	78
Figura 2.13 Vistas de filtro anaerobio flujo descendente	78
Figura 2.14 Vistas (RAFA-UASB) detalle de reactor circular	79
Figura 2.15 Vista en elevación de digestor de lodos	83
Figura 2.16 Vistas en elevación de lecho de secado	85
CAPITULO III	
Figura 3.1 Ubicación geográfica	94
Figura 3.2 División administrativa urbana	95
Figura 3.3 Tubería de descarga de alcantarillado existente	101
Figura 3.4 Curva hipsométrica quebrada Santa Lucia	116
Figura 3.5 Curva de descarga natural para cuenca 1	153
Figura 3.6 Curva de descarga natural para subcuenca 1	154
Figura 3.7 Curva de descarga para subcuenca 2	154

Figura 3.8 Curva de descarga para subcuenca 3	155
Figura 3.9 Curva de descarga natural para subcuenca 4	156
Figura 3.10 Curva de descarga natural para subcuenca 5	157

CAPITULO IV

Figura 4.1 Esquema del sector donde se realiza el cálculo demostrativo	161
Figura 4.2 Esquema de la contribución del caudal de diseño al tramo	163

CAPITULO V

Figura 5.1 Máquina de varilla K-1000, RIDGID	193
Figura 5.2 Máquina de tambor K-7500, RIDGID	194
Figura 5.3 Propulsor de agua KJ-3000, RIDGID	194

CAPITULO VI

Figura 6.1 Ubicación del terreno propuesto para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domesticas	198
Figura 6.2 Secciones de rejillas	219
Figura 6.3 Sección transversal de desarenadores	223
Figura 6.4 Dimensionamiento del medidor de caudal Parshall	226
Figura 6.5 Punto de medición del medidor de caudal Parshall	230
Figura 6.6 Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall	231
Figura 6.7 Diagrama de filtros percoladores con recirculación	259

CAPITULO VII

Figura 7.1 Limpieza de rejillas	276
Figura 7.2 Limpieza manual de desarenador	278
Figura 7.3 Medidor de caudal Parshall	279
Figura 7.4 Remoción de natas	281
Figura 7.5 Limpieza de canal perimetral	281
Figura 7.6 Limpieza de canal de distribución de filtro percolador	283
Figura 7.7 Patios de secado de lodos	286

Figura 7.8 Conos Imhoff para determinar cantidad de sólidos sedimentables (SS)	291
--	-----

CAPITULO VIII

Figura 8.1 Zona de detalle al sur- oriente en la lotificación Santa Rosa	295
Figura 8.2 Esquema de tanque séptico, usado para el dimensionamiento, de acuerdo al Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador	298
Figura 8.3 Esquema de pozo de absorción	300
Figura 8.4 Tanque séptico prefabricado	307
Figura 8.5 Elementos de tanque séptico	310
Figura 8.6 Construcción de LASF en terreno flojo	314
Figura 8.7 Construcción de LASF en lugares cercanos a barrancas	315
Figura 8.8 Construcción de LASF en terrenos laderosos	315
Figura 8.9 Trazado de líneas guías en arranque	316
Figura 8.10 Colocación de bloques guías	317
Figura 8.11 Vista de las compuertas de los depósitos de las LAFS	318
Figura 8.12 Dimensiones de las gradas	318
Figura 8.13 Acabado de las gradas	319
Figura 8.14 Colocación de planchas y poliductos	320
Figura 8.15 Colocación de tazas y urinario	321
Figura 8.16 Componentes del foso sumidero	322
Figura 8.17 Diferentes alternativas para construcción de la caseta	323

INTRODUCCIÓN

Las aguas residuales son producto de la actividad humana, contienen una mezcla de materias fecales y desperdicios de diferentes tipos.

En la zona nor – oriente del casco urbano del municipio de Quezaltepeque, departamento de La Libertad, las excretas son dispuestas a través de letrinas o tratadas por medio de fosas sépticas, el resto de las aguas residuales son descargadas directamente a calles o quebradas, generando un ambiente idóneo para la proliferación de vectores, produciendo malos olores y mal aspecto visual.

En el presente trabajo de graduación se presenta una propuesta de ampliación del sistema de alcantarillado sanitario para la zona nor – oriente y el diseño de una planta de tratamiento para las aguas residuales domesticas del casco urbano del municipio de Quezaltepeque.

Inicialmente se presentan las características, manejo y tratamiento de las aguas residuales, además se detallan las condiciones geográficas, climatológicas y poblacionales del municipio de Quezaltepeque.

Se presenta además el diseño del sistema de alcantarillado para la zona nor – oriente del casco urbano, con su respectivo manual de operación y mantenimiento, especificaciones técnicas, constructivas así como su presupuesto.

También se presentan dos propuestas para el tratamiento de las aguas residuales de origen doméstico, luego de una evaluación técnica y económica se eligió el tratamiento mediante filtros percoladores de baja carga sin recirculación, presentando para la alternativa seleccionada su respectivo

manual de operación y mantenimiento, especificaciones técnicas, constructivas y su presupuesto.

Para la parte de la zona nor – oriente que no es cubierta por el sistema de alcantarillado, se presentan dos alternativas para el tratamiento y disposición de las aguas residuales, el uso de fosa séptica y el de letrina abonera seca familiar quedando a elección de las comunidades el sistema que deseen emplear.

Se presenta también el formulario ambiental, las conclusiones y recomendaciones de este trabajo de graduación.

En los anexos se encuentran, los planos correspondientes al sistema de alcantarillado, los planos de la propuesta de planta de tratamiento, los planos de las alternativas para el tratamiento y disposición de las aguas residuales y los formularios para el funcionamiento de la planta de tratamiento.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

A lo largo de la historia de la humanidad el hombre se ha enfrentado a una cantidad de problemas de toda índole, algunos de los problemas más graves surgieron cuando se dieron los primeros asentamientos humanos, ya que desde el punto de vista de prevención de enfermedades, el hombre se dio cuenta de que uno de los puntos más problemáticos era la conducción y disposición inadecuada de las aguas residuales.

Las formas más antiguas de manejar las aguas residuales y los desechos sólidos en ciudades como Creta, Asiría y Roma, fue a través de canaletas, que en un principio fueron creadas para conducción de aguas lluvias, pero en la práctica las personas depositaban gran cantidad de desechos orgánicos en ellas, a pesar de haberse iniciado la utilización de estos sistemas en ciudades antiguas, en la edad media no se le dio continuación a los avances en esa área, retomándose su uso hasta la época moderna.

En El Salvador se construyeron los primeros sistemas de alcantarillado a inicios del siglo XX, estos fueron construidos en el municipio de San Salvador, y consistían en canales rectangulares de mampostería de ladrillo, que conducían aguas lluvias y aguas negras de la parte central de San Salvador, sin embargo al construirlos no se tomó en cuenta el aumento poblacional que se experimentaría, por lo que estos colectores no fueron de carácter permanente.

Fue hasta 1928 que se inicia la construcción del colector "ALCAINE", en 1940 se inicia el programa nacional de saneamiento, desarrollando proyectos para la evacuación de aguas residuales por medio de alcantarillado, todo esto con el apoyo del Servicio Interamericano de Salud Pública, el cual financió todos estos proyectos, en 1950 surge la Dirección General de Obras Hidráulicas, como dependencia del Ministerio de Obras Públicas (MOP), la cual se encargó del desarrollo y construcción de alcantarillados durante los siguientes once años,

en 1961 fue creada la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), ésta sustituyó a la Dirección General de Obras Hidráulicas.

Al hablar específicamente de nuestro estudio diremos que el municipio de Quezaltepeque es la segunda ciudad más importante del departamento de La Libertad, el nombre Quezaltepeque proviene del náhuatl y significa *montaña de quetzales*, se origina de las voces "*Quezali*", nombre de un ave de bellísimo plumaje verde tornasol resplandeciente y "*tepi*" que significa cerro, montaña, a 20 Km. de San Salvador cuenta con una población de 95,000 habitantes. Además se cuenta con todos los servicios básicos.

Los habitantes se han dedicado a diferentes actividades, tales como el cultivo de granos básicos, hortalizas, frutas, pastos y caña de azúcar, crianza de ganado porcino, aves de corral así como también a la industria. Dentro del municipio circulan diversas rutas de transporte colectivo interdepartamental, que lo conectan con las cabeceras departamentales más cercanas: Santa Ana, Sonsonate, Santa Tecla y Chalatenango. La superficie de rodadura de sus calles principales es de asfalto, mientras que las secundarias son de tierra.

La región se zonifica climáticamente como Sabana Tropical Caliente ó Tierra Caliente, las precipitaciones durante el invierno son abundantes y copiosas, lo cual lo convierten en una zona idónea para la infiltración del agua lluvia.

Con relación al sistema de alcantarillado sanitario, éste no cubre la totalidad del municipio y tampoco se cuenta con una planta de tratamiento, de hecho en lugares donde no existe alcantarillado, el tratamiento tradicional se ha realizado mediante letrinas de hoyo seco ó fosa séptica.

La cobertura del sistema de alcantarillado sanitario en el municipio de Quezaltepeque es de 28.5%; siendo este porcentaje el 79.6% de la población

urbana. Mientras que en el departamento de La Libertad 30.7% de los habitantes cuentan con el sistema de alcantarillado.¹

A nivel nacional la cobertura del saneamiento es del 74.7% de la población; 34.8% a través de descargas domiciliarias y 39.9% mediante disposición en letrinas.

De ahí que se estima que solamente el 5% del caudal de agua residual de la población con cobertura de alcantarillado sanitario, recibe algún tipo de tratamiento previo antes de ser descargas a ríos o quebradas (OPS-UNICEF, 2000).

En el año 2004 ANDA, realizó a nivel nacional un diagnóstico de las plantas de tratamiento de aguas residuales de origen doméstico en El Salvador, indicando que hasta ese año, la administración de los sistemas de tratamiento estaba a cargo de: alcaldías y empresas municipales (6%), ANDA (16%), empresas urbanizadoras y comités de vecinos (54%), instituciones gubernamentales (3%), y no se obtuvo información (21%). Contabilizando a nivel nacional un total de 103 Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, de este total 87 son de origen doméstico.

¹ FUENTE: Boletín Estadístico No 28, ANDA, 2006

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La problemática del tratamiento y disposición de las aguas residuales del municipio de Quezaltepeque, es de mucha importancia, esto se debe en primer lugar, a que el sistema de alcantarillado sanitario existente, realiza sus descargas directamente hacia una quebrada que desemboca en el “Río Sucio”, y en segundo lugar a que la periferia del casco urbano, específicamente la zona nor - oriente, algunas lotificaciones y colonias como: Santa Lucía, San Francisco, Santa Rosa, El Bosque y San Lucas, no cuentan con el servicio de alcantarillado sanitario y poseen sistemas de fosa séptica ó letrinas de hoyo para disponer sus excretas.

La municipalidad de Quezaltepeque tiene muy claras estas problemáticas por lo que pretende darles solución a futuro, siendo evidente la necesidad del diseño de una planta de tratamiento y la ampliación e introducción del sistema de alcantarillado sanitario para los lugares antes mencionados, a continuación se presentan algunas implicaciones derivadas de la existencia de estos problemas:

- La municipalidad a enfrentado problemas legales con diferentes instituciones protectoras del medioambiente y de la salud, por el incumplimiento de Normas y Reglamentos como por ejemplo: Reglamento Especial de Aguas Residuales que vela porque las aguas residuales no alteren la calidad de los medios receptores, para contribuir a la recuperación, protección y aprovechamiento sostenibles del recurso hídrico respecto de los efectos de la contaminación² y la Norma para Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor NSO 13.49.01:06, que establece las características y valores fisicoquímicos, microbiológicos

² Decreto 39, Reglamento Especial de Aguas Residuales de El Salvador, 31 de Mayo 2000

y radiactivos permisibles que debe presentar el agua residual, que cabe mencionar se encuentra en proceso de aprobación.

- Se está contribuyendo al deterioro en el medio ambiente. Debido a la degradación progresiva del "Rio Sucio", cuerpo receptor de las aguas residuales (sin ningún tratamiento) producidas en el casco urbano del municipio de Quezaltepeque, cabe mencionar que la contaminación también proviene de empresas privadas aguas arriba del punto de la descarga del municipio.
- Disponer las excretas mediante letrinas de hoyo ó fosas sépticas con resumidero, implica que las viviendas deben mantener un espacio de patio que permita mantener la letrina lo suficientemente alejada del espacio de cocina y habitaciones para evitar olores desagradables y enfermedades.
- La disposición y acumulación de las aguas residuales en las calles, propicia la proliferación de vectores y aumento en las enfermedades, generación de malos olores, suciedad y mal aspecto de la localidad.

De estas problemáticas se plantea:

¿Qué elementos debe de contener el proceso de tratamiento de las aguas residuales del casco urbano y de las zonas ubicadas nor - oriente del municipio de Quezaltepeque beneficiadas con la red de alcantarillado propuesto, que minimice el impacto ambiental al ser vertidas en el cuerpo receptor, cumpliendo con los parámetros exigidos por las autoridades?

¿Qué alternativa será más viable para evacuar las aguas provenientes de las lotificaciones de la zona nor - oriente del casco urbano?

1.3 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Proponer el diseño de una planta de tratamiento para aguas residuales domesticas urbanas y la ampliación del alcantarillado sanitario en zonas ubicadas al nor - oriente del casco urbano en el municipio de Quezaltepeque para la adecuada evacuación, manejo y tratamiento de las aguas residuales de origen doméstico al cuerpo receptor en que se descargue.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Diseñar la red de alcantarillado sanitario en base a la topografía de la zona que permita una fácil evacuación hacia la planta de tratamiento de aguas residuales según la normativa de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).
- Presentar dos alternativas de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, que permitan la remoción de contaminantes de las aguas residuales domésticas y la evacuación de dichas aguas al cuerpo receptor para que el impacto ambiental sea mínimo, definiendo de las dos opciones la mejor alternativa en base a parámetros técnicos y económicos.
- Proporcionar planos, perfiles, secciones y especificaciones técnicas de los elementos que conformarán el sistema de alcantarillado sanitario y de la planta de tratamiento de las aguas residuales.

- Realizar un presupuesto que permita tener una perspectiva económica de la propuesta de diseño de la ampliación del alcantarillado sanitario y otra de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Llenar la ficha de impacto ambiental que permita identificar los impactos que se generarán con la ampliación del alcantarillado y de la planta de tratamiento de las aguas residuales.
- Presentar el manual de operación y mantenimiento de los distintos procesos que se llevarán a cabo en la planta de tratamiento de aguas residuales para la alternativa seleccionada.
- Proponer alternativas de solución para las viviendas que no cubra el sistema de alcantarillado sanitario propuesto y la planta de tratamiento.
- Realizar toma de muestra para la caracterización física, química y bacteriológica, de las aguas residuales domésticas del alcantarillado existente para el diseño de la planta de tratamiento.

1.4 ALCANCES

- Se realizará el levantamiento topográfico del área de la zona nor - oriente del casco urbano del municipio de Quezaltepeque, sobre sus calles y avenidas, con el fin de tener los perfiles para el diseño del alcantarillado sanitario.
- Se realizará un levantamiento topográfico de secciones transversales de quebradas, en puntos en los cuales será de carácter obligatorio el cruce de la tubería de la red de alcantarillado sanitario a proponer.
- Realizar estudios hidrológicos en quebradas, para los puntos de cruce de la tubería del alcantarillado a proponer, con el objetivo de conocer el caudal máximo, en cada punto de interés y posteriormente determinar el tirante máximo, a través de estudios hidráulicos.
- Presentar el diseño de la red de alcantarillado sanitario rigiéndonos por las normas técnicas vigentes de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).
- Los diseños del sistema de alcantarillado de aguas residuales y de la planta de tratamiento de aguas residuales se realizarán utilizando proyecciones de la población por el método aritmético y por el método geométrico para ambos casos, utilizando un periodo de diseño de 20 años para el sistema de alcantarillado y un período de 15 años para la planta de tratamiento, seleccionando la proyección mayor como población de diseño.
- El sistema de la planta de tratamiento que se propondrá será para tratar aguas residuales de tipo doméstico.
- Para el análisis de las alternativas de diseño de los procesos que conformarán la planta de tratamiento de aguas residuales, se considerará

una caracterización que se obtenga mediante muestras procedentes del alcantarillado sanitario ya existente.

- La selección de la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales, así como el punto de vertido de las mismas no está establecido por la municipalidad, por lo cual se estudiarán las diversas alternativas para su ubicación mediante el uso de cuadrantes topográficos y se realizará el levantamiento topográfico de la ubicación seleccionada.
- Se elaborará el presupuesto de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas de la zona urbana y el del sistema de alcantarillado sanitario en las comunidades ubicadas al nor – oriente del municipio.
- Se incluirá el manual de operación y mantenimiento de los distintos procesos que se llevarán a cabo en la planta de tratamiento de aguas residuales.

1.5 LIMITACIONES

- Las comunidades beneficiadas con el diseño del alcantarillado sanitario propuesto, fueron escogidas de acuerdo a dos factores: el primero de ellos el geográfico debido a que las colonias: San Lucas y Santa Lucía I y lotificaciones: Santa Rosa, El Bosque y San Francisco, se encuentran ubicadas en la zona nor - oriente del casco urbano por lo que es posible su interconexión, a la vez por encontrarse accesible a la zona en la que se proyecta tentativamente la ubicación de la planta de tratamiento. El segundo factor es la seguridad, ya que las comunidades, fueron escogidas atendiendo comentarios y recomendaciones de los promotores locales, porque no son muy conflictivas.
- De acuerdo a encargados de la Alcaldía Municipal de Quezaltepeque el sistema de alcantarillado sanitario urbano presenta muchos problemas, y no se recomienda una conexión a la red existente, por lo que se propondrá una conexión antes de llegar a la planta de tratamiento que conduzca las aguas servidas de la red de alcantarillado proyectado y otra que conduzca las procedentes del casco urbano del municipio. Tomando en cuenta topografía y factibilidad de conexión.
- Según investigaciones preliminares realizadas durante el desarrollo del presente anteproyecto, el plantear una solución para toda la población de la periferia del municipio no es factible, debido al crecimiento desordenado, existen en la actualidad numerosos asentamientos cuyas propiedades no están legalizadas, por lo tanto la Alcaldía no las considera como parte del municipio, debido a la informalidad de las mismas y a las condiciones de desarrollo que poseen actualmente, tales zonas no pueden ser consideradas dentro de la propuesta de diseño de alcantarillado sanitario, de ahí que se recomienda solucionar dicha problemática para la

correspondiente inclusión al alcantarillado sanitario u otros servicios en el futuro.

- No se considerará el estudio de impacto ambiental por no contar con tiempo suficiente disponible para la aprobación de este, por parte del Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), lo cual atrasaría el trabajo de graduación, pero se llenará la ficha de estudio de impacto ambiental como requisito fundamental.
- Todas las actividades en el presente trabajo de graduación, deberán de evitar en lo posible de incurrir en gastos económicos y de tiempo innecesarios, por ser estos una limitante en la realización del presente estudio.

1.6 JUSTIFICACION

Para el mejoramiento de las condiciones de salubridad urbana de cualquier localidad, es de suma importancia que se disponga de servicios necesarios que tengan como objetivo el adecuado manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales, ya que estas generalmente albergan microorganismos incluyendo virus, protozoos y bacterias, que causan enfermedades de transmisión hídrica como por ejemplo: la diarrea y la gastroenteritis que se encuentran entre las tres principales causas de muerte en el mundo.

El vertido de aguas residuales de origen doméstico, sin tratamiento previo en cuerpos receptores, reduce el número de fuentes disponibles, eleva los costos para el abastecimiento de agua para consumo humano, y pone en peligro de extinción a muchas especies de nuestra fauna acuática.

Para una mejor calidad de vida de las futuras generaciones debemos proteger las aguas nacionales controlando los altos índices de contaminación, a través del cumplimiento de Normas y Reglamentos que tienen como objeto reducir el impacto ambiental y la contaminación del recurso hídrico generado a través de las aguas residuales.

Entre 1971 y 1972, la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANDA) realizó un análisis de la calidad de aguas superficiales con el objeto de identificar fuentes potenciales de abastecimiento de agua potable.

Para entonces, los resultados reflejaron la necesidad de atender de manera inmediata los problemas de contaminación de los ríos Acelhuate, Suquiapa, Sucio, y Lempa (desde Río Suquiapa, aguas abajo hasta el cruce de la carretera panamericana) y el Río Grande de San Miguel en el tramo adyacente a la ciudad de San Miguel (Rubio, 1993).

Desde entonces se determinó la relación directa entre el proceso de urbanización, el impacto de las aguas residuales y sus efectos sobre la calidad del recurso hídrico, sobre todo en las aguas superficiales de las diversas cuencas hidrográficas del país. De ahí que se sugiere la necesidad de implementar sistemas de tratamiento de aguas residuales para disminuir contaminación en los ríos.

El Rio Sucio, es uno de los ríos con un grado de contaminación más alto, y se sabe que el casco urbano del municipio de Quezaltepeque descarga directamente sus aguas residuales en él, de ahí la inminente necesidad municipal de solucionar las repercusiones legales y efectos ambientales en los que incurre el vertido del efluente. Para prevenir esta problemática en el cuerpo de agua, reducir la proliferación de vectores, minimizar el impacto al medio ambiente, se debe efectuar un adecuado manejo, tratamiento y disposición de las aguas residuales domésticas.

El presente trabajo de graduación, pretende contribuir con el municipio de Quezaltepeque, en la primera etapa de solución de los problemas planteados anteriormente, la cual consistirá primero en el diseño y ampliación de la red de alcantarillado sanitario para algunas lotificaciones y colonias ubicadas en la zona nor - oriente del casco urbano, que no cuentan con el servicio de alcantarillado sanitario. Y segundo proponer el diseño de una planta de tratamiento para las aguas residuales provenientes de la red existente en el casco urbano de Quezaltepeque, como también para las aguas de las lotificaciones y colonias que cuenten con la red propuesta.

CAPITULO II

AGUAS RESIDUALES, FUNDAMENTOS TEORICOS

2.1 Introducción

En la naturaleza, el agua pasa por un ciclo natural y continuo, como consecuencia de la evaporación y la precipitación, durante el cuál, el hombre la utiliza con diversos propósitos.

La ampliación de los sistemas de alcantarillado en comunidades, el incremento de la industrialización y la fusión de pequeñas y medianas empresas para convertirse en grandes empresas, han provocado una situación en la cuál el caudal de aguas residuales que regresa a las aguas naturales, sobrepasa la capacidad de autopurificación de estas últimas.

En el transcurso del tiempo, ha sido necesario introducir continuamente regulaciones legislativas, de carácter cada vez más enérgico, destinadas a proteger estos cuerpos de agua, a fin de evitar así la contaminación y la sobrecarga impuesta a las aguas naturales por sustancias contaminantes y dañinas; al mismo tiempo, debe ser posible el re - uso del agua para múltiples propósitos.

En una primera parte de este capítulo se tratará a cerca del origen, composición y características de las aguas residuales, fundamentos necesarios para comprender la magnitud del problema generado y a continuación se presentan los principios básicos sobre la evacuación de las aguas residuales, a través de los sistemas de alcantarillado sanitario, se proporcionan algunos parámetros y requerimientos solicitados por las normas salvadoreñas para el diseño y formulación de proyectos relacionados con este tipo de sistemas, para finalizar con las bases teóricas del manejo, tratamiento y disposición de las aguas residuales de origen doméstico, a través del tratamiento preliminar, del tratamiento primario, el tratamiento secundario y de los tratamientos complementarios.

2.2 Definición de agua residual

Esta puede definirse como el agua que proviene del sistema abastecimiento de agua de una población, después de haber sido modificada por diversos usos en actividades domésticas, industriales y comunitarias, siendo recogida por la red de alcantarillado que la conducirá hacia un destino apropiado.³

Según su origen, las aguas residuales resultan de la combinación de líquidos y residuos sólidos transportados por el agua, que provienen de residencias, oficinas, edificios comerciales e instituciones, junto con los residuos de las industrias y de actividades agrícolas, así como de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que también pueden agregarse eventualmente al agua residual.⁴

Según el Reglamento de aguas residuales de El Salvador, se define al agua residual “como aquella agua que ha recibido un uso y cuya calidad ha sido modificada por la incorporación de agentes contaminantes y vertidas a un cuerpo receptor”.⁵

2.3 Tipos de aguas residuales

El agua residual puede ser clasificada de acuerdo al origen del agua y de acuerdo a la actividad de la cual es resultado (denominándose desde esta perspectiva como “efluente”). Así podemos encontrar dos tipos de efluentes, los cuales son: de tipo ordinario ó doméstico y de tipo especial.

³ FUENTE: Mara, 1976

⁴ FUENTE: Mendonca 1987

⁵ FUENTE: Decreto 39, Reglamento especial de aguas residuales de El Salvador, 31 de mayo 2000

2.3.1 Agua residual de tipo ordinario

“Agua residual generada por las actividades domésticas de los seres humanos, tales como uso de servicios sanitarios, lavatorios, fregaderos, lavado de ropa y otras similares”.⁶

Las aguas residuales urbanas presentan una cierta homogeneidad en cuanto a composición y carga contaminante, ya que sus aportes serán los mismos. Pero las características de cada vertido urbano van a depender del núcleo de población en el que se genere, influyendo parámetros tales como el número de habitantes, la existencia de industrias dentro del núcleo, tipo de industria, etc. Aunque un aspecto general que puede observarse en las aguas residuales de origen doméstico en El Salvador es que sus composiciones varían relativamente poco entre diferentes comunidades (teniendo en cuenta de que este tipo de residuo no incluye aguas residuales de origen industrial).

2.3.2 Agua residual de tipo especial

“Agua residual generada por actividades agroindustriales, industriales, hospitalarias y todo tipo de residuo líquido que no se considere de tipo ordinario”.⁷

Son aguas residuales que proceden de cualquier tipo de actividad o negocio dentro del cual se lleva a cabo un determinado proceso de producción, transformación o manipulación en el que se utiliza agua; ya sea como materia prima, medio de limpieza, entre otros usos que puede dársele. Son enormemente variables en cuanto a caudal y composición, difiriendo las

⁶ FUENTE: Decreto 39, Reglamento especial de aguas residuales de El Salvador, 31 de Mayo 2000.

⁷ FUENTE: Decreto 39, Reglamento especial de aguas residuales de El Salvador, 31 de Mayo 2000.

características de los vertidos no sólo de una industria a otra, sino también dentro de un mismo tipo de industria. Generalmente las aguas residuales de tipo especial poseen un nivel de contaminación mayor que las aguas residuales urbanas; además, el tipo de contaminante contenido puede ser más peligroso y por ende requerirá un sistema depurador más complejo. A esto debe sumarse la alta carga y la gran variabilidad que presentan, imponiendo de esta manera factores que agregan complejidad al tratamiento, por lo cual se hace necesaria la realización de estudios más rigurosos y específicos para el tratamiento de este tipo de efluentes líquidos.

2.4 Composición de las aguas residuales

Las aguas residuales se componen básicamente, en un 99.9% de agua, y un 0.1% por sólidos. Este 0.1% referido es el que requiere ser removido para que el agua pueda ser reutilizada dependiendo del tipo de re – uso que se quiera llevar a cabo. El agua sirve ó actúa como medio de transporte de éstos sólidos, los que pueden estar disueltos, en suspensión ó flotando en la superficie del líquido.

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.

En general podemos decir que el agua residual esta compuesta de:

AGUA	SÓLIDOS	GASES DISUELTOS	COMPONENTES BIOLÓGICOS
99.90%	0.1%	Oxígeno (O ₂)	Bacterias
	Suspendidos	Bióxido de carbono (CO ₂)	Hongos
	Disueltos	Acido sulfhídrico (H ₂ S)	Virus
	Coloidales	Nitrógeno (N ₂)	Algas
	Sedimentables		Protozoos
			Rotíferos

Tabla 2.1 Composición de las aguas residuales⁸

2.5 Caracterización de las aguas residuales

2.5.1 Variaciones en la composición de las aguas residuales

Los principales factores responsables de las variaciones de concentraciones, cargas orgánicas y además de los caudales de alimentación de las aguas residuales a las plantas de tratamiento son:

- Costumbres de los residentes de la comunidad, que producen variaciones a corto plazo (horarias, diarias y semanales).
- Condiciones de carácter estacional, que producen variaciones a mayor plazo.
- Actividades industriales, semi - industriales, agrícolas y agropecuarias que causan variaciones tanto a corto como a largo plazo.

⁸ FUENTE: Wikipedia

2.5.1.1 Variaciones a corto plazo⁹

En la Figura 2.1, se ilustran los datos típicos de la variación horaria de la concentración del agua residual. La variación de la concentración de la DBO sigue la misma curva que la variación de los caudales.

La concentración punta de DBO suele presentarse durante la noche, alrededor de las 21 horas. Soliendo haber un contenido bajo en materia inorgánica en las redes sanitarias, debido a la mayor cantidad de aguas pluviales que entran.

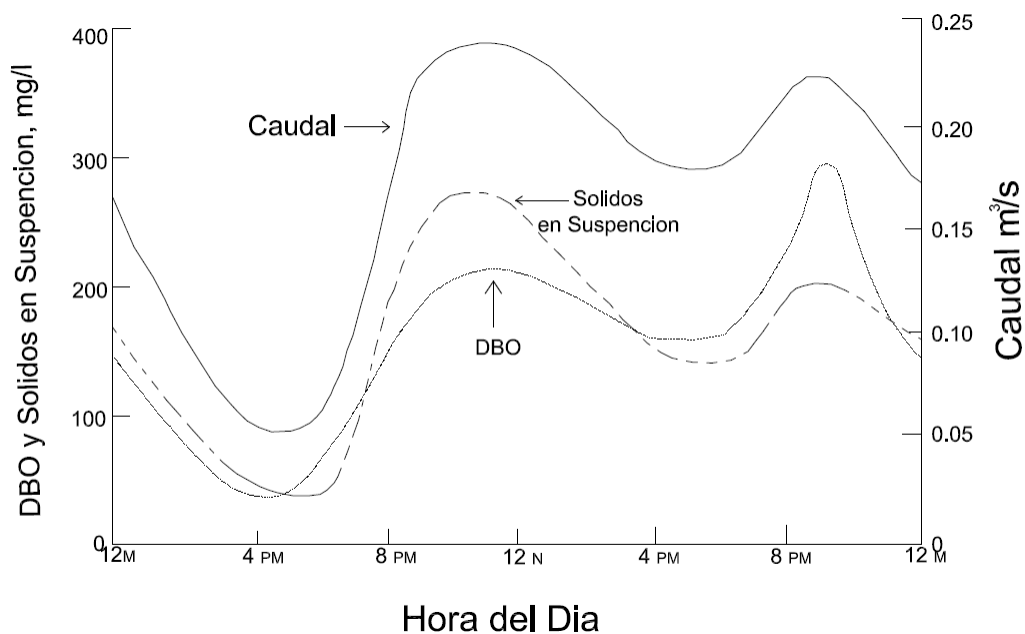


Figura 2.1 Variación horaria típica del caudal y concentración del agua residual de origen doméstico¹⁰

⁹ FUENTE: Metcalf & Eddy, .Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales.2ª.Ed, Colombia, Grupo Editorial Quinto Centenario, 1994. (METCALF & EDDY) Paginas 74-75.

¹⁰ FUENTE: Metcalf & Eddy, 1985. Tratamiento y reutilización de aguas residuales 2ª. Ed.

2.5.1.2 Variaciones estacionales¹¹

Considerando exclusivamente el agua residual de origen doméstico, y despreciando los efectos de la infiltración, las aportaciones unitarias de contaminación (por habitante) y la concentración del agua residual procedente de la mayoría de las comunidades de carácter estacional, tales como centros turísticos, la composición del agua residual de origen doméstico no varía; prácticamente, a lo largo del año. No obstante, la masa total de DBO y de Sólidos Suspendidos (SS) del agua residual aumenta directamente con la población a la que sirve la red.

A pesar de que la presencia de aguas pluviales hace que las concentraciones medidas de la mayoría de los constituyentes sean menores, puede producirse un aumento significativo de la DBO y de los SS en las primeras fases de una tormenta. Este hecho es consecuencia del fenómeno conocido como efecto de la primera descarga, más acentuado al final de un largo periodo de sequía, en el que las velocidades de flujo que se alcanzan erosionan y arrastran material depositado durante el período seco, junto con algún fango acumulado. Las altas concentraciones iniciales no suelen mantenerse más de 2 horas, momento a partir del cuál es apreciable el efecto de dilución.

La infiltración y las aportaciones controladas constituyen otra fuente de caudal de agua en la red de alcantarillado. En la mayoría de los casos, la presencia de estas aguas extrañas tiende a reducir la concentración de la DBO y de los Sólidos Suspendidos, aunque ello depende de las características del agua que penetra en la red. En algunos casos, en los que las aguas subterráneas presentan grandes niveles de constituyentes disueltos, pueden aumentar las concentraciones de determinadas sustancias inorgánicas.

¹¹ FUENTE: METCALF & EDDY.

2.5.2 Características físicas

La característica física más importante del agua residual es su contenido total de sólidos, los cuales comúnmente se clasifican en: suspendidos y disueltos. Otras características físicas son: color, olor y la temperatura.

2.5.2.1 Sólidos totales

Bajo ésta denominación, se incluyen todos los sólidos existentes en las aguas residuales y que en promedio son un 50% orgánicos. Es precisamente ésta unidad orgánica de los sólidos presentes en las aguas residuales la que es sujeto de degradación.

a) Sólidos suspendidos o en suspensión:

Son aquellos que son visibles y flotan en las aguas residuales entre la superficie y el fondo. Pueden ser removidos por medios físicos ó mecánicos a través de procesos de filtración o de sedimentación, se incluyen en ésta clasificación las grandes partículas que flotan tales como la arcilla, sólidos fecales, restos de papel, madera en descomposición, partículas de comida y basura, los que son en un 70% orgánico y en un 30% inorgánico. Los sólidos suspendidos se dividen a su vez en dos grupos: Sólidos Sedimentables y Coloidales.

La parte de sólidos en suspensión que por tamaño y peso pueden sedimentarse en un lapso de una hora, se denominan *sólidos sedimentables*, siendo en promedio un 75% orgánico y 25% inorgánicos. A la diferencia entre los sólidos sedimentables y sólidos suspendidos totales se le denomina *coloidales*.

b) Sólidos disueltos:

Fracción del total de sólidos en el agua que pasan a través de un papel de filtro estandarizado. Incluyen la materia coloidal (un 10 por ciento) y los compuestos orgánicos solubles, así como los inorgánicos solubles (sales). Su proporción es de un 40 por ciento de productos orgánicos y un 60 de sólidos inorgánicos.

2.5.2.2 Color

El color en aguas residuales es causado por sólidos suspendidos, material coloidal, y sustancias en solución. El color causado por sólidos suspendidos se llama *color aparente* mientras que el color causado por sustancias disueltas y coloidales se denomina *color verdadero*. En el laboratorio se determina el color por medio de análisis colorimétricos o espectrofotométricos, cuyos resultados se expresan en (Unidades de Color Verdadero) en escala platino-cobalto (Pt-Co).

2.5.2.3 Olor

Es la impresión producida en el olfato por las materias volátiles contenidas en el agua. El olor de las aguas residuales domésticas frescas es muy característico y ligeramente desagradable. A medida que la descomposición de éstas avanza y los sulfatos son reducidos a sulfuros, el mal olor puede incrementarse como resultado de una descomposición anaeróbica.

2.5.2.4 Temperatura

La temperatura del agua residual es por lo general mayor que la temperatura del agua para abastecimiento, como consecuencias de la incorporación de agua caliente proveniente del uso doméstico e industrial. La medición de la temperatura es importante ya que muchos de los sistemas de tratamiento aguas residuales incluyen procesos biológicos que dependen de la temperatura. La temperatura óptima para el desarrollo óptimo de la actividad bacteriana se sitúa entre los 25 °C y los 35 °C. Los procesos de digestión aerobia y de nitrificación se detienen cuando se alcanzan los 50 °C

2.5.2.5 Turbiedad

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplean para indicar la calidad de las aguas

vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión.

Este parámetro puede ser medido en el laboratorio con un aparato llamado turbidímetro y el resultado respectivo expresado en Unidad Nefelométrica de Turbiedad (UTN).

2.5.3 Características químicas

Las características químicas se dividen en cuatro categorías:

- a) Materia Orgánica
- b) La medida del contenido orgánico
- c) La materia inorgánica
- d) Los gases que se encuentran en el agua residual

2.5.3.1 Materia orgánica

En un agua residual de concentración media, un 75% de sólidos suspendidos y un 40% de los sólidos filtrables son de naturaleza orgánica. Proceden de los reinos animal y vegetal y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos, éstos compuestos orgánicos están formados generalmente por una combinación de carbono, hidrógeno y oxígeno, junto con nitrógeno en algunos casos. Hierro, azufre y fósforo también pueden estar presentes.

Las proteínas, carbohidratos, grasas y aceites son los principales grupos de sustancias orgánicas halladas en el agua residual:

- a) **Proteínas**, es posible estén presentes en grandes cantidades produzcan olores desagradables debido a su descomposición.
- b) **Carbohidratos, Incluyen los azúcares, almidones, celulosa y fibra de madera**, todos ellos presentes en las aguas residuales, por su

contenido de carbono, hidrógeno y oxígeno son alimentos para la fauna y la flora microbiológica.

- c) **Aceites y grasas**, acceden al agua residual como mantequilla, manteca de cerdo, margarina, grasas y aceites vegetales. Las grasas se hallan generalmente en las carnes, germen de cereales, semillas, nueces y ciertas frutas.
- d) **Pesticidas y productos químicos agrícolas**, no son compuestos comunes del agua residual, sino que se incorporan fundamentalmente como corrientes de parques y campos agrícolas.

2.5.3.2 Medida del contenido orgánico

Los métodos utilizados hoy en día para determinar la cantidad de nitrógeno y oxígeno para mantener la actividad biológica en los procesos de tratamiento de aguas residuales son:

- **Demanda bioquímica de oxígeno (DBO):**

El material orgánico que contienen las aguas residuales transportadas por las alcantarillas, es también el alimento de millones de bacterias que contribuyen a un proceso de oxidación y que por medio de este se transforman en compuestos mucho más estables como lo son el CO_2 y el H_2O . Este puede ser utilizado como una medida del oxígeno necesario para la recuperación de ambientes naturales como lo son ríos y lagos, por supuesto en función del tiempo.

- **Demanda química de oxígeno (DQO):**

Se emplea para medir el contenido de materia orgánica tanto de las aguas naturales como de las residuales. El equivalente de oxígeno de la materia orgánica que puede oxidarse se mide utilizando un agente químico fuertemente

oxidante; éste ensayo se realiza a una temperatura elevada para facilitar la oxidación de los compuestos orgánicos que necesitan un catalizador.

Los valores de la DQO han de estar en relación con los de la DBO; si la DQO es mucho mayor que la DBO una parte importante de la materia orgánica presente en el agua no será fácilmente biodegradable. Para las aguas domésticas, la DQO es del orden de 250 a 1000 mg de O₂ por litro, y la relación DBO/DQO oscila entre 0.4 y 0.8. Las aguas estabilizadas biológicamente tienen una relación DBO/DQO=0.12.

- **Carbono orgánico total (COT):**

Se determina mediante la oxidación de la materia orgánica utilizando calor y oxígeno o a través de oxidantes químicos, y se detecta mediante análisis de infrarrojo la producción de CO₂. Los valores deben ser comparables con los de la DQO.

2.5.3.3 Materia inorgánica

Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para el establecimiento y control de la calidad del agua. Las concentraciones de los distintos constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua; conviene utilizar la naturaleza de algunos, especialmente de las añadidas al agua superficial por el ciclo de su utilización.

Otros parámetros de importancia son:

pH: Es un parámetro que indica la concentración de protones (iones H⁺) formados en una disolución acuosa.

Cloruros: Estos pueden estar presentes debido al contacto de las aguas con suelos y rocas que los contengan, heces humanas, debido a ablandadores, aguas domésticas, aguas industriales.

Alcalinidad: La alcalinidad del agua se define como su capacidad para neutralizar ácidos y es debida a la presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos, esta ayuda a regular los cambios de pH causados por la adición de ácidos, normalmente el agua residual es alcalina, propiedad adquirida de las aguas de abastecimiento aguas subterráneas y los materiales adicionales durante los usos domésticos.

Nitrógeno y fósforo: Son nutrientes y bioestimulantes esenciales para el crecimiento biológico. En el agua residual, el nitrógeno en forma de amoníaco sirve para determinar la edad de la misma.

Azufre: Generalmente se presenta como H_2S el cual es el resultado de la actividad de degradación anaeróbica de la materia orgánica, y que generalmente es uno de los causantes de la generación de malos olores en el agua residual.

Compuestos tóxicos: Son generalmente ciertos cationes de cobre, plomo, plata, cromo, arsénico, boro, potasio, amoníaco, cianuros, cromatos y fluoruro.

Metales pesados: Entre éstos se encuentran níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, cinc, cobre, hierro y mercurio (en forma de trazas). Es conveniente en una planta depuradora medir y controlar las concentraciones de metales pesados, puesto que algunos en cantidades moderadas son benéficos para ciertos organismos que podrían resultar de interés en un determinado tratamiento.

2.5.3.4 Gases disueltos

Pueden ser: nitrógeno (N_2), oxígeno (O_2), dióxido de carbono (CO_2), dióxido de azufre (SO_2), amoníaco (NH_3), metano (CH_4), cloro (Cl_2) y ozono (O_3).

2.5.4. Características biológicas

Las características biológicas de las aguas residuales son de fundamental importancia en el control de enfermedades causadas por organismos patógenos de origen humano, y por el papel activo y fundamental de las bacterias y otros microorganismos dentro de la descomposición y estabilización de la materia orgánica, bien sea en el medio natural o en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Los principales grupos de organismos presentes en las aguas residuales están conformados por bacterias, hongos, algas, protozoos, plantas y animales, y virus. Atendiendo a su estructura celular estos microorganismos pueden clasificarse en:

- *Protistas inferiores o Procarióticas*
- *Protistas superiores o Eucarióticas*

Para el normal funcionamiento y reproducción de los microorganismos, éstos necesitan de fuentes de carbono, elementos inorgánicos (nutrientes) y energía para la síntesis de nuevo material celular (ver Tabla 2.2)

Los organismos pueden igualmente clasificarse según su capacidad para utilizar el oxígeno. Los organismos aerobios solo pueden existir en presencia de oxígeno molecular. Los organismos anaerobios existen solamente en un ambiente privado de oxígeno. Los organismos facultativos tienen la capacidad de sobrevivir con o sin oxígeno libre.

Clasificación	Fuente de Energía	Fuente de Carbono
Autótrofos		
Fotosintéticos	Luz	CO ₂
Quimiosintéticos	Reacción inorgánica de oxidación-reducción	CO ₂
Heterótrofos	Reacción orgánica de oxidación-reducción	Carbono Orgánico

Tabla 2.2 Clasificación general de los microorganismos según sus fuentes de energía y carbono

2.5.4.1 Bacterias

Las bacterias son organismos procarióticos unicelulares. Las bacterias consumen alimentos solubles y por lo general se encuentran donde haya alimentos y humedad. Su modo habitual de reproducción es por escisión binaria, aunque algunas especies se reproducen sexualmente o por germinación.

Las condiciones ambientales de temperatura y pH tienen un importante efecto sobre la supervivencia y crecimiento de las bacterias. En general, el crecimiento óptimo ocurre dentro de un estrecho intervalo de pH y temperatura, aunque las bacterias pueden sobrevivir dentro de intervalos más amplios (Ver Tabla 2.3.) El pH del ambiente es también un factor clave en el crecimiento de organismos. Muchas bacterias no pueden tolerar niveles superiores a 9.5 o inferiores a 4.0; por lo general, el pH óptimo para crecimiento bacterial oscila entre 6.0 y 7.5.

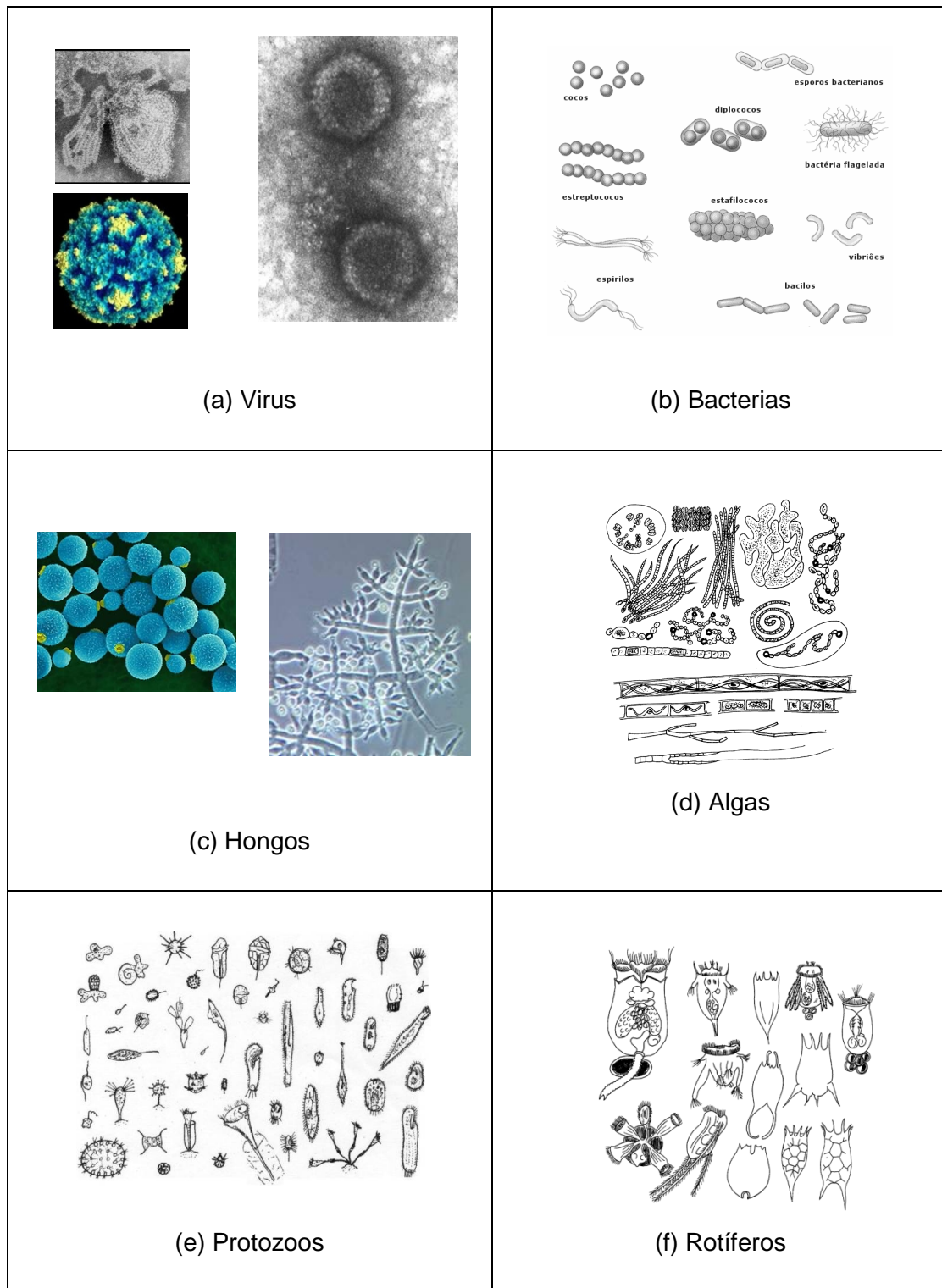


Figura 2.2 Principales grupos de organismos biológicos

Clase	Intervalo	Optimo
Psicrofílicas*	-10 – 20	12 – 14
Mesofílicas	10 – 50	32 – 42
Termofílicas	40 – 70	55 – 65
Hipertermofílicas	70 – 95	80 – 90

*También llamadas criofílicas

Tabla 2.3 Intervalos comunes de temperatura para varias bacterias

Temperatura en °C.

2.5.4.2 Virus

Un virus es la más pequeña estructura biológica que contiene toda la información necesaria para su propia reproducción. Los virus son tan pequeños que solo pueden observarse en un microscopio electrónico. Son parásitos obligados y como tales necesitan de alguien de quien poder vivir.

Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un importante peligro para la salud pública; se sabe con certeza que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como residuales a la temperatura de 20°C y hasta 6 días en un río normal.

2.5.4.3 Hongos

Los hongos son eucarióticos multicelulares, fotosintéticos y heterotróficos. Los hongos son aerobios estrictos y se reproducen en forma sexual o asexual, por fusión binaria, gemación, o por formación de esporas. Los mohos u hongos verdaderos producen unidades microscópicas que al agruparse forman una masa filamentosa llamada micelio. Las levaduras son hongos que no pueden formar un micelio, de ahí que sean unicelulares. Los hongos tienen la capacidad de crecer en condiciones de baja humedad y con deficiencias de nitrógeno y pH

bajo, junto con la habilidad de degradar celulosa, hacen de los hongos un grupo muy importante a la hora de tratar lodos.

2.5.4.4 Algas

Las algas son eucarióticas unicelulares o multicelulares, autotróficas y fotosintéticas. Son importantes en los procesos de tratamiento biológico, especialmente en los procesos de tratamiento de aguas residuales con lagunas de estabilización, en donde su habilidad de producir oxígeno por fotosíntesis es vital para el ambiente ecológico del agua.

2.5.4.5 Protozoos

Son protistas móviles microscópicos y por lo general, unicelulares. La mayoría de los protozoos son heterótrofos aerobios, aunque algunos pocos son anaerobios. Los protozoos son generalmente de un orden de magnitud mayor que las bacterias y suelen consumir bacterias como fuente de energía. En efecto los protozoos actúan como purificadores de los efluentes en los procesos biológicos de tratamiento de las aguas residuales al consumir bacterias y partículas orgánicas.

2.5.4.6 Rotíferos

Los rotíferos son eucarióticos animales aerobios, heterotróficos y multicelulares. Su nombre se deriva del hecho que tienen dos juegos de cilios sobre la cabeza que usan para moverse y capturar comida. Los rotíferos son muy efectivos en el consumo de bacterias floculadas y dispersas, y algunas partículas de materia orgánica. Su presencia en un efluente indica un proceso de purificación biológica bajo condiciones aerobias muy eficientes.

2.5.4.7 Organismos coliformes

Los organismos coliformes pueden provenir del tracto intestinal de los seres humanos y otros animales de sangre caliente así como también de la vegetación y el suelo, el grupo coliforme incluye a todas las bacterias aeróbicas y anaeróbicas facultativas, no formadoras de esporas, Gram-negativas, en forma de bastón. Son los organismos indicadores de contaminación de uso más común.

La presencia de organismos coliformes se interpreta como un indicador que los organismos patógenos también pueden estar presentes y la ausencia de los mismos indica que el agua se encuentra sin organismos causantes de enfermedades.

Los organismos patógenos son evacuados por los seres humanos que se ven afectados con alguna enfermedad o que son portadores de alguna enfermedad particular. Los organismos patógenos que normalmente pueden ser excretados por el hombre causan enfermedades del sistema gastrointestinal, tales como la fiebre tifoidea, disentería, y en ciertas partes del mundo, el cólera.

Los organismos pueden clasificarse como se muestra a continuación:

- **Coliformes totales:** Son un buen indicador microbiano de la calidad del agua, ya que son fáciles de detectar y enumerar en ésta. Estos se caracterizan por su capacidad de fermentar la lactosa en cultivos a $35\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, y entre ellos se encuentran las especies: Escherichía Coli, Citrobacter, Enterobacter y Klebsiella.
- **Coliformes fecales:** Son capaces de fermentar la lactosa a temperaturas de 44°C o 44.5°C , entre ellos se encuentran los del género Escherichía Coli, Citrobacter y Klebsiella. De todos estos microorganismos, los Escherichía Coli tienen un origen específicamente fecal, ya que éstas siempre están presentes en grandes cantidades en las heces humanas.

2.6 Proyecto de alcantarillado sanitario

Alcantarillado se refiere a la recolección y transporte de residuos líquidos desde un recinto o fuente hasta su disposición que generalmente debe contar con una planta de tratamiento.

Al conducto de transporte del agua residual se conoce como alcantarilla, así como su conjunto ordenado y funcional se llamará sistema de alcantarillado. El objetivo primordial de estos sistemas es la inmediata evacuación de los residuos líquidos de cada una de las fuentes beneficiadas con este servicio.

Aunque prácticamente todas las ciudades importantes del mundo cuentan con dichos sistemas, los cambios de población, el aumento de los desperdicios y otras condiciones, exigirán permanentemente la conservación de los sistemas antiguos así como el diseño y la construcción de nuevas instalaciones.

2.6.1 Tipos de alcantarillado

Los tipos, tamaños y longitudes de las alcantarillas en sistemas de alcantarillado vienen dados por el diseño que se basa en estudios de población para determinar el caudal que transportará, así como la ubicación del punto de descarga.

El tamaño de las alcantarillas esta determinado por el caudal a transportar y por las normas locales que establecen el mínimo tamaño permisible; en nuestro país la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), establece estos requerimientos en las normas técnicas para alcantarillados.

2.6.2 Consideraciones generales en el diseño de sistemas de alcantarillado

El punto de mayor importancia en un diseño de sistemas de aguas residuales recae sobre el tamaño de la alcantarilla y su pendiente, de modo que pueda soportar el caudal máximo previsto así como conservar una velocidad adecuada que impida la deposición de sólidos. En este proceso previo al diseño es necesario ubicar todo tipo de estructuras que puedan entrar en contacto con la tubería, así como una estimación aceptable de caudales y población.

La disposición de aguas residuales requiere un tratamiento que debe ser previamente diseñado tomando en cuenta los criterios establecidos por las normas técnicas existentes, y su respectiva viabilidad económica.

2.6.3 Diseño de sistemas de alcantarillado. Generalidades

Para el diseño de la red de aguas residuales. Se deberán de contemplar varios pasos, entre los cuáles se pueden mencionar los siguientes:

- a) *Reconocimiento inicial.* Esta etapa comprende las visitas de campo a la comunidad para tener una idea aproximada de las condiciones y realidad del sector. En estas inspecciones se evalúa la problemática por la que atraviesa la población, así como la infraestructura existente. Se recorre la localidad para observar el punto de descarga, y de esta manera poder construir una planta de tratamiento de las aguas residuales como se esta realizará en el presente estudio.
- b) *Información topográfica.* La información topográfica requerida para realizar un adecuado diseño, debe contar como mínimo con la siguiente información:

Planimetría: La planimetría debe ser actualizada, y se debe indicar el número viviendas de cada tramo, para tener una información confiable de las aguas generadas en cada sector. Asimismo se debe indicar el tipo de revestimiento de las vías, para saber si las alturas de pozos serán las definitivas a construirse o si podrán sufrir variaciones en el caso de calles con rasante no definidas (de tierra). Esta información también sirve al momento de realizar el presupuesto de la obra, pues es necesario determinar las cantidades de obra de rotura y reparación de pavimento, adoquinados o empedrados fraguados.

Altimetría: La información topográfica requerida son las curvas de nivel, así como la elevación geodésica de los puntos de intersección de las calles (PI) pavimentada o adoquinada, y también de los puntos relevantes de las curvas verticales presentes en las vías. En las calles de tierra o de rasante no definida, se determinará a partir de las curvas de nivel, determinando las elevaciones aproximadas de los PI.

- c) *Determinación del periodo de diseño y la vida útil del proyecto.* Según las normas técnicas de ANDA para éste tipo de proyectos, el periodo de diseño mínimo es de 20 años.

- d) *Determinación de la población de diseño.* Será igual, según el caso, al 100% de la población futura en la zona de estudio. Se plantea la determinación de la población actual a partir de los últimos censos efectuados en la comunidad por la alcaldía municipal y el Estado. Para la proyección de la población se establece usar un método de los mencionados en las Normas Técnicas de ANDA, proyectando la población para el final del periodo de diseño.

e) *Determinación del consumo de agua y caudal de diseño.* Según las normas técnicas de ANDA (ver tabla 2.4). La dotación total incluirá un 20% para fugas y desperdicios.

Concepto	Dotación
Dotación total urbana	220 l/p/d
Locales comerciales	20 l/m ² /d
Hoteles	500 l/hab/d
Pensiones	350 l/hab/d
Restaurantes	50 l/m ² /d
Escuelas	
Alumnos Externos	40 l/alumno/d
Alumnos Internados	200 l/p/d
Personas no residentes	50 l/p/d
Hospitales	600 l/cama/d
Clínicas	
Médicas	500 l/consultorio/d
Dentales	1000 l/consultorio/d
Vivienda	
Mínima	80 – 125 l/p/d
Media	125 – 175 l/p/d
Alta	175- 350 l/p/d
Otros	
Mercados, puestos	15 l/m ² /d
Cines, teatros	3 l/asiento/d
Oficinas	6 l/m ² /d
Bodegas	20 l/m ² /d
Gasolineras	300 l/bomba/d
Estacionamientos	2 l/m ² /d
Industria	80 l/p/turno
Jardines	1.5 l/m ² /d
Lavanderías	50 l/Kgr/sec
Cantareras	30 l/p/d

Tabla 2.4 Tabla de consumos específicos¹²

El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del periodo de diseño más una infiltración potencial a lo

¹² FUENTE: Normas Técnicas de ANDA

largo de la tubería de 0.20 l/s/hab para tuberías de cemento y 0.10 l/s/hab para tubería de PVC. La capacidad de las tuberías será igual al caudal de diseño multiplicado por un factor, el cual dependerá de la magnitud del diámetro de la tubería, tal y como se muestra en la Tabla 2.5.

Diámetro	Factor
8" ø 12"	2.00
15"	1.80
18"	1.60
24"	1.50
30"	1.45
36 "	1.40
42"	1.35
48"	1.30
Interceptores o emisarios	1.20

Tabla 2.5. Factor aplicado a tuberías para cálculo de la capacidad de la tubería¹³

- f) *Cálculos Hidráulicos*. Los cálculos se realizarán por medio de la fórmula de Chezy-Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad a tubo lleno en m/s

n = coeficiente de Manning

¹³ FUENTE: Normas Técnicas de ANDA

R_H = radio hidráulico en m. (para tubería que trabaja llena $R_H = D/4$)

S = pendiente de la tubería

En lo relativo a los diámetros mínimos a emplearse, éstos estarán determinados por la Tabla 2.6.

Tipo de colector	Diámetro
Colectores de pasajes peatonales (vivienda de interés social)	$\varnothing = 6''$ si longitud 100 m y la tubería es de PVC.
Acometidas domiciliarias	$\varnothing = 6''$ diámetro
Colectores terciarios	$\varnothing = 8''$ diámetro mínimo (cemento o PVC)

Tabla 2.6 Diámetros mínimos a emplearse¹⁴

- g) *El proyecto definitivo.* Lo forman los cálculos y otros trabajos necesarios para determinar las pendientes, dimensiones y capacidades de las redes de alcantarillado y de sus instalaciones.
- h) *Preparación de los planos.* Consiste en trazar la red de alcantarillado sanitario sobre los planos de la ciudad, además de dibujar los perfiles correspondientes de cada calle y avenida.
- i) *Corrección de planos.* Estos se realizarán conforme a las modificaciones que se hagan durante la construcción.
- j) *Especificaciones técnicas.* Comprende el señalar las características técnicas de las tuberías, pozos, mampostería, excavaciones, compactación, rasantes de tubería y otros aspectos relevantes que forman parte del proyecto

¹⁴ FUENTE: Normas Técnicas de ANDA

- k) *Presupuesto*. Elaboración de un presupuesto estimado, tomando en cuenta las cantidades de obra obtenidas a partir de los planos y con precios unitarios de mercado.

2.6.3.1 Investigaciones preliminares

El proceso inicial es acumular la mayor cantidad de información referente a la comunidad, para el caso mapas oficiales que presenten curvas de nivel, estructuras existentes, red vial, distribución de zonas urbanas y rurales, vegetación, cuencas, escorrentías, uso de suelos, densidad poblacional, etc., en fin todo lo que se encuentre al alcance para brindar un diseño completo. Con todo lo anterior es posible elaborar un diseño preliminar que dictará la estimación de la cantidad de tubería, excavaciones, materiales, mano de obra, pavimento reconstruido, etc. Debe considerarse que las alternativas tratadas encajen en las posibilidades del municipio para absorber los costos como las consecuencias ambientales que pueda acarrear.

2.6.3.2 Requerimientos de diseño

Uno de los inconvenientes que pueden estar presentes son las condiciones superficiales tales como rocas o materiales altamente consolidados, siendo recomendable realizar sondeos a lo largo del trazo propuesto. Los resultados pueden incluso cambiar el trazo propuesto debido al elevado costo que puede generar esa opción.

Preparar los planos para la ejecución requiere conocer al menos lo siguiente:

- Tipo de suelo
- Tipo de pavimento
- Ubicación de estructuras subterráneas

- Perfiles de calles
- Nivel de fondo de corrientes, alcantarillas y zanjas

En el plano se debe plasmar la dirección del flujo por medio de flechas, generalmente en la dirección de las pendientes. Las alcantarillas primarias recolectan el líquido residual de su área tributaria, conduciéndola hacia tuberías secundarias y laterales y así sucesivamente hasta llegar a su lugar de disposición.

Debe tenerse el cuidado de que la ubicación de las alcantarillas esté lo suficientemente separada del sistema de agua potable según las normas de ANDA. Un accesorio de importancia es el pozo de registro, ubicándose en intersección de tuberías, cambios abruptos de dirección o pendiente, también en tramos rectos extremadamente largos; su ubicación se registrará considerando la normativa vigente.

2.6.3.3 Relación de cantidad de efluente y población

El consumo de agua de una población es directamente proporcional al número de habitantes, es decir que entre mas grande es la población mayor es el consumo de agua, y como consecuencia producen más agua residual, por tal motivo las variaciones en la estimación de consumo de agua están relacionadas con la proyección de crecimiento poblacional. Además, se debe tomar en cuenta otros factores que influyen también en forma directa el consumo de agua, entre los cuales podemos mencionar algunos de ellos: el clima, el nivel económico, la densidad de población, el grado de industrialización, el costo, la presión y la calidad del abastecimiento.

2.6.3.4 Estimación de la población

El factor mas importante para estimar el uso del agua, es la población, en vista de eso es necesario de alguna manera estimar la población futura hasta donde se esta proyectando la obra.

La fecha en la cual se estimará la población en el futuro depende de la obra hidráulica para la que se este diseñando, generalmente cuando los elementos particulares son de fácil expansión por ejemplo las tuberías, el calculo poblacional se hace para periodos futuristas no muy largos, caso contrario un pozo debe proyectarse para tiempos mucho mas largos. Como información generalizada, los periodos de diseño fluctúan entre los 5 hasta los 20 años.

a) *Método aritmético o lineal:*

Su hipótesis se basa en el hecho de que la tasa de crecimiento es constante. La validez de este método se puede verificar examinando el crecimiento de la población para determinar si se han producido incrementos aproximadamente iguales entre los censos recientes. En términos matemáticos, la hipótesis puede ser expresada como:

$$\frac{dP}{dt} = K$$

En donde dP/dt es la tasa de cambio de la población y K es una constante. K se puede determinar gráficamente, o a partir de las poblaciones en censos sucesivos, como:

$$K = \frac{P}{t}$$

Donde: P/t representa la tasa de cambio de la población con respecto al tiempo.

La población futura es luego estimada a partir de: $P_t = P_0 + Kt$

Donde P_t es la población en algún tiempo futuro, P_o es la población actual, y t es el periodo de la proyección.

b) Método geométrico

El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de esta. Y se expresa de la siguiente manera:

$$P_f = P_a (1+r)^{T_f - T_a}$$

Donde:

P_f = población futura

P_a = población actual del último censo

r = tasa de crecimiento anual

T_f = año de proyección futuro

T_a = año del último censo

Aplicando logaritmos a toda la ecuación tenemos:

$$\log P_f = \log P_a + (T_f - T_a) \log (1+r)$$

Si despejamos la ecuación en términos de r y reemplazamos los valores del último censo y del censo inicial tenemos:

$$\log (1+r) = \log (P_2 / P_1) / (T_2 - T_1)$$

Este valor lo sustituimos en la ecuación anterior y obtenemos la población futura.

c) Método de la Proporción

El método está basado en el supuesto de que la proporción de la población de la ciudad en estudio con relación a la de un grupo superior continuará cambiando en el futuro de la misma manera que ha ocurrido en el pasado. La proporción es calculada para una serie de censos, la línea de tendencia es proyectada al futuro y la relación proyectada se multiplica por la proyección de población regional predicha para obtener la población de la ciudad en el año de interés.

El uso del buen juicio en la estimación de la población es importante puesto que, si el estimado es muy bajo, el sistema será pronto inadecuado siendo necesario rediseñar, reconstruir y refinanciar las obras realizadas con carácter permanente. Por otra parte, una sobreestimación de la población resulta en una capacidad excesiva que debe ser financiada por una población menor a un alto costo unitario y que nunca podrá ser usada, como resultado del deterioro o de la obsolescencia tecnológica.

2.6.3.5 Velocidad del agua residual en las alcantarillas

Las velocidades del fluido en las alcantarillas son seleccionadas con el objeto de mantener los sólidos en el agua residual en suspensión o al menos en tracción. El tamaño de las alcantarillas sanitarias debe ajustarse para suministrar una velocidad de al menos 0.50 m/s, la cual es adecuada para mantener los granos de arena en tracción. Por ser la velocidad una variable que depende directamente de la pendiente de la alcantarilla, ANDA regula la pendiente mínima garantizando así la velocidad mínima establecida. Y se debe destacar que la condición normal del flujo en la alcantarilla es la de un canal con una superficie de agua libre en contacto con el aire.

2.6.3.6 Principales factores que afectan al flujo de aguas residuales

- a) Pendiente
- b) Área de la sección transversal
- c) Rugosidad de la superficie interior del conducto
- d) Condiciones del flujo, por ejemplo: lleno, parcialmente lleno, permanente, variado
- e) Presencia o ausencia de obstrucciones, curvas, etc.
- f) Naturaleza, peso específico, y viscosidad del líquido

De acuerdo a la pendiente de la tubería así se afectará la velocidad del flujo en la misma. El numeral 8 de las normas de ANDA, parte segunda, establece que la pendiente mínima al inicio del tramo no debe ser menor del 1%. En casos que se justifiquen adecuadamente se aceptan pendientes mínimas del 0.5 % siempre y cuando el material de la tubería empleada sea PVC y el tramo no sea inicial, siempre y cuando se utilice el criterio de la velocidad mínima establecida. En el caso de la velocidad máxima, ésta varía de acuerdo al material del tubo de la siguiente manera mostrada en la tabla 2.7.

TUBERIA	VELOCIDAD MAXIMA (m/ seg.)
PVC	5.0
HIERRO	4.0
TUBERIA DE CONCRETO	3.0

Tabla 2.7 Velocidades máximas en las alcantarillas¹⁵

(Según el material empleado en las mismas)

¹⁵ Datos tomados de las normas de ANDA numeral cuatro parte segunda.

2.7 Elementos de un sistema de alcantarillado

Los componentes principales en que se dividen los sistemas de alcantarillado sanitario son:

- Los conductos de las alcantarillas
- Pozos de registro
- Cajas de inspección
- Conexiones domiciliarias

2.7.1 Pozos de registro

Los pozos de registro deberán de permitir sin riesgos ocupacionales y con la mínima interferencia hidráulica, fácil acceso para la observación y mantenimiento del alcantarillado. Los pozos de registro se preverán principalmente para inspección, eventual limpieza y desobstrucción de tuberías, así como aforo, muestreo y análisis de aguas residuales, consecuentemente se proyectarán al inicio de colectores, puntos de convergencia de colectores, cambios de diámetro o sección, cambio de dirección o pendiente, cambio de materiales de la tubería. Si la tubería entrante alcanza el pozo de visita a mas de 1.00 m sobre el nivel del fondo se construirá un pozo con caja de sostén; la caída no excederá de 4.00 m, hasta 7.50 m se usaran cajas dobles, cuando el material utilizado sea PVC las cajas de sostén se podrán sustituir por accesorios del mismo material. Cuando desemboquen tuberías de diferente diámetro en un pozo de visita, la del menor diámetro tendrá una caída mínima igual a la mitad del diámetro mayor.¹⁶

¹⁶ FUENTE: Normas técnicas para abastecimientos de agua potable y alcantarillado de aguas negras, ANDA

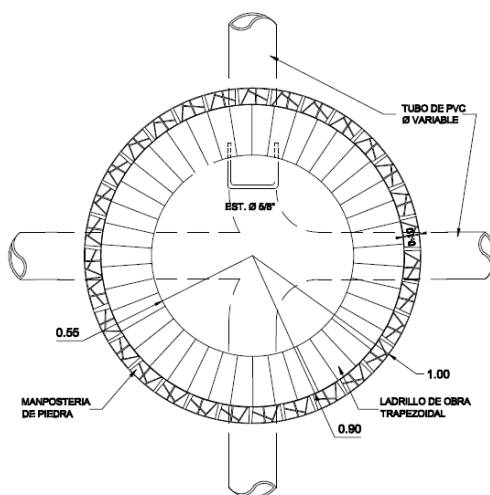


Figura 2.3 Planta de pozo de registro de visita de aguas residuales

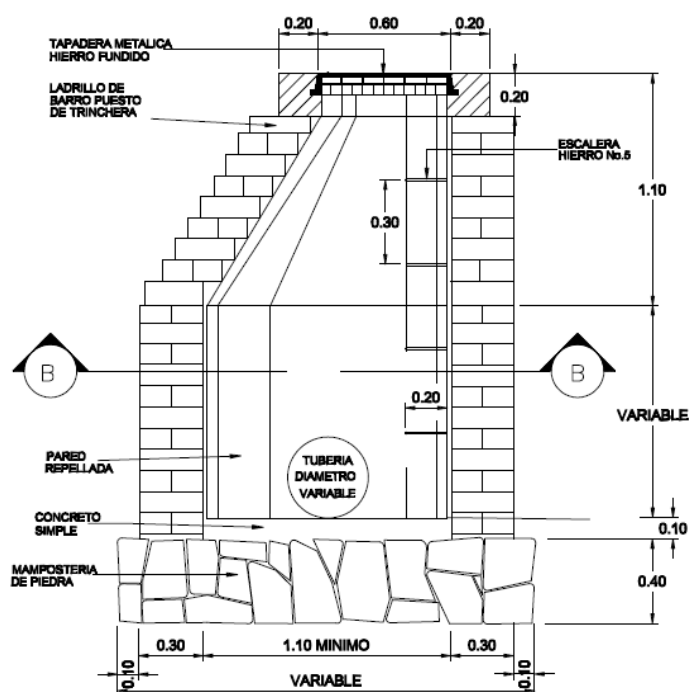


Figura 2.4 Cortes de un pozo típico de aguas residuales

2.7.1.1 Tamaño de los pozos de registro

Los pozos de registro deben ser suficientemente grandes para permitir un fácil acceso a las alcantarillas. El espacio disponible entre los escalones de acceso y la pared opuesta debe tener amplitud suficiente para que los operarios puedan subir y bajar sin dificultad. En las alcantarillas pequeñas deberá haber suficiente espacio para que un operario pueda manejar una pala y la media caña en el fondo del pozo deberá permitir la permanencia de la persona que trabaja en el pozo sin perturbar la circulación del agua en la alcantarilla.

Las alcantarillas de diámetro superior a 24 pulg exigen que las bases de los pozos sean de mayor tamaño, algunas veces se dan unas condiciones especiales que requieren un tamaño de pozo mayor, por ejemplo, en el caso de que haya de servir de acceso a un dispositivo de medida de caudal o de limpieza de gran tamaño.

Las estructuras de acceso en grandes alcantarillas se construyen de tal modo que puedan bajarse a través de las mismas un dispositivo de limpieza de fondos al interior de la alcantarilla.

En el caso de que la descarga de una tubería hacia un pozo de registro sea de una altura mayor de un metro, se dota al pozo de un accesorio llamado caja de sostén; con el fin de que el agua cuando caiga no provoque un desgaste en el pozo provocando una disminución en la vida útil del mismo. La caja de sostén consiste en una tubería que se instala perpendicular hacia la que esta descargando, y termina en el fondo del pozo, esta se arma por medio de codos a 45° y tramos rectos de tubería. La tubería de descarga se termina en el pozo y no se sella para efectos de inspección y limpieza, en la Figura 2.5 se muestra la elevación de un pozo de registro con caja de sostén.

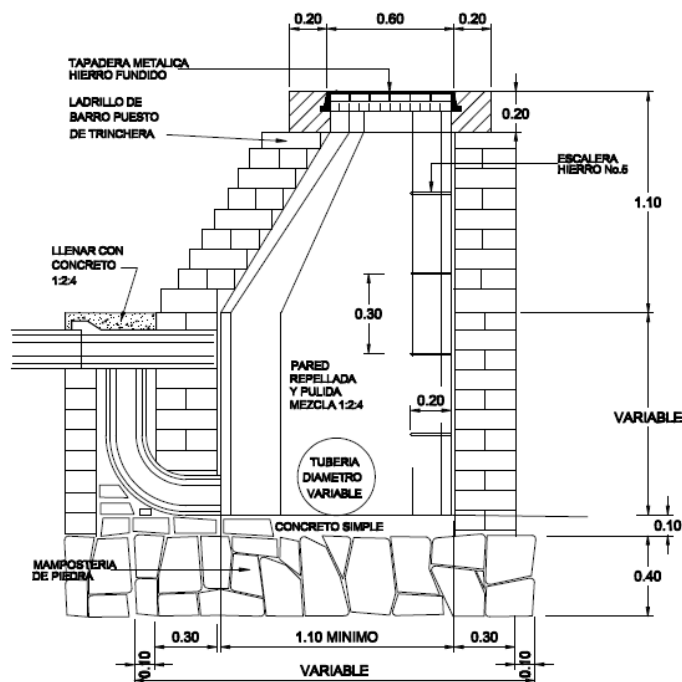


Figura 2.5 Cortes de un pozo típico de aguas residuales

2.7.1.2 Espaciamiento de los Pozos de Registro

En nuestro país se recomienda que la separación de los pozos de registro no exceda de 100 m si el diámetro de la tubería es menor o igual a 24 pulgadas, y además se colocarán al inicio de colectores, puntos de convergencia de colectores, cambios de diámetro o sección, cambios de dirección o pendiente, cambio de materiales de la tubería.¹⁷

2.7.1.3 Peldaños en los pozos de registro

En nuestro país se construyen de una varilla número 8 moldeada in situ, la desventaja que ofrecen es que se pueden oxidar al pasar de los años, siendo una fuente de peligro para el operador o encargado de inspección de los mismos.

¹⁷ FUENTE: Normas técnicas para abastecimientos de agua potable y alcantarillado de aguas negras, ANDA.

Las técnicas modernas sugieren hacerlos de aleación de aluminio o de acero recubierto de plástico u otro material adecuado.

Independientemente de las técnicas utilizadas para fijar los peldaños a las paredes de los pozos de registro, los peldaños deben embeberse de un modo seguro y capaz de soportar a la persona que los utilice. Los peldaños deben colocarse alineados verticalmente para formar una escalera, y uniformemente distribuidos con separaciones entre 30 a 40 cm.

2.7.1.4 Tapas de pozos de registro

Los factores que deben ponderarse al elegir los marcos y tapas de los pozos de registro son:

- Seguridad, de modo que las tapas no se suelten
- Facilidad de reparación y sustitución, requerida por el desgaste del tráfico
- Resistencia suficiente para soportar el peso de vehículos pesados
- Que no sean ruidosas
- Costo
- Posibilidad de ajustar con el desgaste de los pavimentos para corregir las desigualdades
- Apariencia
- Protección contra la entrada de aguas pluviales y cigarrillos encendidos que puedan caer a través de ellas

La tapa será plana y se colocará en la rasante de la calzada de forma que no interfiera con el tráfico ni cause demasiado deterioro del pavimento. Las tapas deberán estar normalizadas, de modo que las que se pierdan por robo o rotura puedan ser sustituidas fácilmente.

2.7.2 Cajas de inspección

Son estructuras que conectan a las tuberías que evacúan las aguas del interior de las edificaciones a los colectores secundarios o laterales de la red. Las cajas de registro usualmente se colocan en lugares donde existen pasajes peatonales, y el nivel de la tubería de aguas residuales está a poca profundidad.

Cuando en una red de alcantarillado no es factible usar un pozo de registro debido a la poca profundidad que este requiere, se propone usar una caja de inspección. Esta desempeña la misma función del pozo de registro. La caja de inspección se debe utilizar en el caso que la altura del pozo sea menor de 1.40 m, para lo cual se vuelve antieconómico un pozo. La caja de inspección debe poseer las dimensiones mínimas de 1m x 1m x h, en el cual el factor que variara es el h. La fabricación se realiza con ladrillo de obra, colocados en la forma de lazo, y unidos con mortero de proporciones adecuadas; en el fondo se recomienda forjarle una media caña, con el fin que las aguas circulen por ahí sin afectar a la persona que está inspeccionando el pozo, el resto del pavimento se le proporciona una pendiente del 5% en dirección de la media caña. Se cimienta con una fundación de concreto ciclópeo de un espesor por lo menos de 15 cm.

2.7.3 Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias, denominadas también acometidas, son tuberías de pequeño diámetro que van desde los edificios o viviendas hasta la alcantarilla pública de la calle. En algunos proyectos se dejan construidas al hacer la alcantarilla, y la conexión es realizada por el constructor del domicilio con previa autorización de ANDA o la entidad encargada del proyecto.

Usualmente las conexiones domiciliarias consisten en una tubería que viene del interior del domicilio, en la cual se transportan las aguas residuales del mismo,

este llega a una caja domiciliar de aguas residuales; esta es una caja forjada con ladrillo de barro, aproximadamente posee un volumen interno de 0.30 m³, formado por un cubo de 0.30 m. por cada lado; a continuación una tubería transporta el agua residual al colector principal.

El diámetro mínimo de las tuberías de las conexiones a los edificios será de 6 pulg. La pendiente mínima, para una conexión esta fijada generalmente por normas locales y raramente se autoriza valores inferiores a un 2%. La acometida del domicilio empalma con la alcantarilla por medio de un accesorio llamado yee tee el cual llega a 45 grados al colector en el sentido de circulación del agua. En nuestro país las normas de ANDA dicen que las conexiones domiciliarias no se conectarán a pozos de registro ni a colectores cuya profundidad exceda de los 3 m. Se permitirán acometidas dobles y tales deberán ser de diámetro mínimo de 4 pulg.

2.7.4 Materiales y tamaños de las alcantarillas

Los materiales de alcantarillas para conducción de aguas residuales en el país son muy variados y a la vez existen muchas empresas que las distribuyen, a continuación se dará una explicación de los tipos de materiales para alcantarillas.

Los tipos de tuberías que son utilizadas con mayor frecuencia en infraestructura:

1. Cloruro de Polivinilo (PVC)
2. Acrilonitrilo Butadieno Estireno (ABS)
3. Rib LOC
4. Cemento
5. Hierro Fundido

2.7.4.1 Tubería de PVC

Tubería PVC para agua alcantarillado según Norma ASTM D-2241 clase SDR 42 (Medidas: 2", 2 1/2", 3", 4", 6", 8", 10").

Accesorios para tubería PVC de drenaje y desecho, Norma ASTM D-2665 Schedule 40.

Rigidez estructural de la tubería

ASTM D-2412, "Propiedad de Carga Externa de la Tubería Plástica por el Método de Carga con Placas Paralelas."

Prueba de impacto

Según lo indicado en la especificación ASTM D-2444.

Hermeticidad de la unión

La unión deberá probarse en cumplimiento con lo indicado en la especificación: ASTM D-3212, "Uniones en tubería plástica para sistemas de alcantarillado sanitario" bajo 25 pies de carga hidrostática y 22" Hg al vacío.

Aplastamiento

No deberá existir evidencia visible de astillado, fisura o ruptura cuando la tubería sea probada entre placas paralelas en una prensa adecuada hasta que la distancia entre las placas sea en un 40% del diámetro exterior del tubo.

Características generales

Características de conservación y durabilidad

1. Resistente al ataque de corrosión interna y externa; no permite incrustaciones
2. Resistente a los efectos de la abrasión
3. Resistente al ataque electrolítico

4. Resistente a la acción de algas, microorganismos y bacterias
5. Larga vida de servicio
6. No son atacadas por los roedores

Características físicas y mecánicas

1. Muy liviano
2. Superficies internas lisas
3. No es tóxico
4. Dimensiones exactas y estables a través del tiempo
5. Calidad uniforme

Características químicas

1. Químicamente inerte
2. Resistente al ataque de la gran mayoría de sustancias químicas
3. Excelentes propiedades dieléctricas

2.7.4.2 Tubería corrugada de polietileno de alta densidad

Es un polímero termoplástico de última generación que se encuentra presente, en diferentes aplicaciones de la industria moderna, garantizando altos estándares de seguridad.

Propiedades

- Resistencia al impacto
- Resistencia química

- Resistencia a la abrasión
- Resistencia a los agentes climáticos

2.7.4.3 Tuberías perfiladas

En el desarrollo urbano el concepto de manejo de aguas va tanto por el abastecimiento del agua potable como por los sistemas de evacuación de aguas, sean estas servidas, pluviales, etc.

Esta tecnología ofrece soluciones para aguas pluviales, residuales, conducciones por gravedad o a baja presión interna para proyectos hidroeléctricos, de riego, etc.

2.7.4.4 Tuberías de concreto

Las tuberías de concreto simple cuyo diámetro este dentro del siguiente rango 10" Ø 24" se fabrican de acuerdo a las normas ASTM-C14. Las tuberías de concreto armado Ø 30" se fabrican de acuerdo a las normas ASTM-C76. Los agregados cumplirán la norma ASTM-C150.

La calidad de las tuberías a utilizar deberá ser comprobada antes de su colocación por un laboratorio calificado.

2.8 Pruebas de funcionamiento de la red de alcantarillado

Estas pruebas constituyen una parte importante en la recepción de las alcantarillas sanitarias de circulación por gravedad, las pruebas se deben de realizar en tramos de longitud no mayor de 300 m, y se deben de realizar inmediatamente después del relleno de las zanjas, para poder corregir cualquier problema rápidamente, las pruebas más utilizadas en la actualidad son la prueba con agua y la prueba con aire a baja presión.

2.8.1 Prueba con agua

Esta medida de pérdidas se realiza por medio de pruebas de infiltración o exfiltración en los tramos recién construidos. La prueba de infiltración se usa cuando el nivel freático está a una altura por encima de la tubería de por lo menos 0.3 a 0.6 m; el tramo a probar se obtura en su extremo superior y se coloca un vertedero triangular en el pozo de registro del extremo inferior esto con el objetivo de corroborar el caudal de agua que pasa, se deben de hacer un numero suficiente de lecturas para poder saber con suficiente certeza el caudal medio de infiltración en el tramo. La prueba de exfiltración se utiliza cuando el nivel freático esta demasiado bajo para efectuar la prueba de infiltración, en esta prueba se obturan ambos extremos del tramo en estudio así como los dos pozos de registro respectivos, el tramo se llena con agua hasta un nivel predeterminado, la tasas de pérdida se calcula en función del descenso del nivel del agua durante un periodo de tiempo lo suficientemente largo, también puede determinarse a partir de medir el volumen de agua que es necesario suministrar al sistema para que se mantenga el nivel inicial.

El criterio utilizado para la recepción de un tramo de alcantarilla consiste en una medida de la tasa de pérdidas expresada en litros por milímetro de diámetro por kilómetro y por día, con los materiales que actualmente existen en el mercado se espera una tasa de 20 l/mm.*Km.*día; o menores.

2.8.2 Prueba con aire a baja presión

Este método es mayormente usado por los ingenieros debido a su simplicidad y rapidez, si bien es cierto que no existe una correlación directa entre la pérdida de aire y el agua, se cree que una alcantarilla que supere una prueba de aire también superaría una con agua.

En la realización de la prueba con aire se obturan los dos extremos del tramo comprendido entre pozos de registro, al mismo tiempo que todos los

dispositivos de obturación se refuerzan para asegurar de que resistirán la presión interior esperada, luego se introduce aire en el tramo de prueba a una presión superior a la máxima ejercida por el agua freática que pueda rodear la alcantarilla, una vez que se ha establecido la presión en el interior del tramo se desconecta rápidamente el suministro de aire y se mide el tiempo transcurrido hasta que la presión descienda una cantidad prefijada.

La prueba con aire se lleva a cabo a presiones variables entre 20 y 35 KN/m² por encima de cualquier otra presión exterior actuante sobre la tubería. El valor mas usado es 27.5 KN/m², una vez que el tramo a probar a sido presurizado y que la presión esta estabilizada (por lo menos 2 minutos) se corta la alimentación de aire.

Ha podido establecerse que un tramo de alcantarilla funcionará correctamente si el tiempo requerido expresado en segundos para que la presión disminuya de 24 a 17.1 KN/m² es mayor o igual que el menor de los dos tiempos calculados mediante las siguientes ecuaciones:

$$t_Q = \frac{0.0032}{Q} (d^2_1 L_1 + d^2_2 L_2 + \dots + d^2_n L_n)$$

$$t_q = \frac{1.0184 (d^2_1 L_1 + d^2_2 L_2 + \dots + d^2_n L_n)}{q (d_1 L_1 + d_2 L_2 + \dots + d_n L_n)}$$

Donde:

t_Q y t_q = tiempo requerido para una caída de presión desde 24 a 17.1 KN/m²

Q = 56.7 l/min o pérdida de aire.

q = 0.913 l/min.m² de superficie interior del conducto o pérdida de aire.

d = diámetro del conducto en el tramo de prueba, mm.

L = longitud del tramo de prueba, m.

Normalmente una alcantarilla retendrá la presión establecida durante un tiempo muy superior al establecido, aunque una junta defectuosa u otra pérdida importante puede dar lugar a una caída casi instantánea de la presión.

2.9 Formulación y planeamiento de redes de alcantarillado sanitario

El diseño básico de los sistemas de evacuación de las aguas residuales en cualquier ciudad, por lo general, está a cargo de las autoridades públicas. En nuestro país, ANDA es la institución encargada de la administración de los sistemas de alcantarillado sanitario cuando se descargan a sus sistemas y el MARN cuando se descarga a cuerpos receptores.

Un sistema de alcantarillado deberá ser diseñado y administrado siguiendo iguales consideraciones a las aplicadas en el caso de un sistema de abastecimiento de agua. El diseño de un sistema de alcantarillado requiere un alto grado de conocimiento y experiencia, por lo tanto, sólo deberá estar a cargo de especialistas en la materia.

Los encargados de formular este tipo de proyectos deben perfilar una serie de condiciones importantes dentro de las que se mencionan:

2.9.1 Recopilar la información básica

Las investigaciones preliminares suministran una base para la estimación de costos que son usados para evaluar la factibilidad de un proyecto.

Si la población no cuenta con mapas, habrá que recurrir a levantamientos topográficos para la recolección de los datos requeridos.

Los diseños preliminares están basados en los flujos estimados, las curvas de nivel aproximadas del suelo, la situación de las calles y el sitio o los sitios donde el agua residual va a ser llevada para su tratamiento. Estos diseños preliminares permitirán la estimación de la cantidad de tubería de distintos

tamaños, la cantidad de excavación, la cantidad de reparación de pavimento y los diferentes accesorios que serán requeridos.

2.9.2 Revisar las condiciones del proyecto y seleccionar las bases del diseño

Esta tarea esta a cargo de un equipo de profesionales especialistas en la materia, quienes hacen un estudio minucioso de todas las condiciones del proyecto; para escoger las bases del diseño.

2.9.3 Proyectar las alcantarillas

Esta etapa es el diseño propiamente dicho, el cual esta a cargo de la empresa diseñadora.

2.9.4 Ejecutar planos y especificaciones

Esta es la etapa de construcción del proyecto, la cual es ejecutada por la empresa ganadora de la licitación.

El proyecto regularmente es fragmentado en dos etapas: la preparación del anteproyecto que incluye los primeros tres literales y su respectiva ejecución.

2.10 Tratamiento de las aguas residuales

El tratamiento de las aguas residuales es un proceso por el cual los sólidos que un agua residual contiene son separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos complejos putrescibles queden convertidos en sólidos minerales o en sólidos orgánicos relativamente estables. La magnitud de este cambio depende del proceso de tratamiento empleado. Una vez completado todo proceso de tratamiento, es aún necesario disponer de los líquidos y los sólidos que se haya separado.

Los objetivos que hay que tomar en consideración en el tratamiento de las aguas residuales incluyen:

- 1) La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para uso doméstico.
- 2) La prevención de enfermedades.
- 3) La prevención de molestias.
- 4) El mantenimiento de aguas limpias para el baño y otros propósitos recreativos.
- 5) Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
- 6) Conservación del agua para usos industriales y agrícolas.

Una planta de tratamiento de aguas residuales se diseña para retirar de las aguas las cantidades suficientes de sólidos orgánicos e inorgánicos que permiten su disposición, sin infringir los objetivos anteriores.

Después de evacuar el efluente de una planta de tratamiento de aguas residuales, quedan aún en ella los sólidos y el agua contenidos en los lodos, que han sido separados de las aguas, de los cuales tiene que disponerse también en forma segura y sin producir molestias.

2.10.1 Generalidades de los tratamientos de aguas residuales

Los diversos tratamientos de efluentes líquidos de origen doméstico tienen el objetivo de la adecuación de tales efluentes para lograr un equilibrio entre la relación humano y medio ambiente sin que ninguno de los dos salga afectado, esto se logra a través de la disminución ó eliminación de la contaminación generada por el hombre y por ende del impacto que causa en el medio ambiente.

Existe una variedad de tratamientos que están destinados para la remoción de determinadas características del agua. Los tratamientos pueden ser desde los métodos más rústicos y convencionales hasta tecnologías de alto nivel , que en algunos casos pueden ser vanguardistas, los cuales pueden proporcionar un alto nivel de depuración pero puede redundar en un alto nivel de costos, ya sea una inversión inicial alta o un costo de mantenimiento y/o funcionamiento elevado.

Es importante para la selección de un determinado tipo de tratamiento conocer la composición del efluente a tratar, ya que esto será el indicador del tratamiento más adecuado para la necesidad existente.

Algo de suma importancia, es que al considerar una planta de tratamiento de efluentes líquidos, no debe limitarse a la simple idea de pensar que se va a realizar un tratamiento únicamente a efluentes líquidos. Y esta idea resulta errónea puesto que durante los diferentes tipos de tratamiento de dichas aguas residuales, puede tenerse la generación de fangos y grasas, así como también la generación de gases procedentes de los procesos de degradación. En este marco, puede observarse que el proceso de depuración completo en una planta de tratamiento de agua residual deberá orientarse a:

- Residuos sólidos
- Efluentes líquidos
- Gases generados

Estos productos del proceso completo deben ser dispuestos de una manera segura, de tal forma que no representen ningún riesgo o peligro para los operadores, ni para ninguna otra persona. Hay factores generales que deben

tenerse en consideración en cualquier tipo de tratamiento que se utilice, entre ellos se encuentra:

- Tiempos de retención
- Pérdidas de carga y/o energéticas
- Mantenimiento
- Necesidades de funcionamiento

2.10.2 Métodos de tratamiento de las aguas residuales

Para la disposición satisfactoria de las aguas residuales, se necesita un tratamiento apropiado para prevenir la contaminación de las aguas receptoras a un grado que pueda interferir con su mejor empleo, ya sea como agua de abastecimiento, para fines recreativos, para la pesca o cualquier otro propósito. Siempre es necesario algún tratamiento para evitar el crear condiciones ofensivas, aún cuando una masa de agua no tenga otra aplicación que la disposición de aguas residuales o desechos industriales.

Procesos de tratamiento de las aguas residuales:

- 1) Tratamiento preliminar
- 2) Tratamiento primario
- 3) Tratamiento secundario
- 4) Tratamiento de los lodos

2.10.2.1 Tratamiento preliminar

Los dispositivos para el tratamiento preliminar están destinados a eliminar o separar los sólidos mayores o flotantes, a eliminar los sólidos inorgánicos pesados y eliminar cantidades excesivas de aceites o grasas.

Los dispositivos que componen el tratamiento preliminar se diseñan para:

- Separar o disminuir el tamaño de los sólidos grandes que flotan o están suspendidos. Estos sólidos consisten generalmente en trozos de madera, telas, papel, basura, junto con algo de materia fecal.
- Separar los sólidos inorgánicos pesados, como la arena, la grava e incluso algunos objetos metálicos; a todo lo cual se llama arena.
- Separar cantidades excesivas de aceites y grasas.

Para alcanzar los objetivos de un tratamiento preliminar se emplean comúnmente los siguientes dispositivos.

- Sistema de rejas

Son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas usualmente e igualmente espaciadas desde 2 hasta 15 centímetros. Generalmente tienen claros de 2.5 a 5 centímetros; éstas pueden ser rectangulares o circulares. Su finalidad es retener sólidos gruesos, de dimensiones relativamente grandes que estén en suspensión o flotantes. Las rejas, por lo general, son la primera unidad de una planta de tratamiento.

Aunque algunas veces se usan las rejas grandes en posición vertical, la regla general es que deben inclinarse con un ángulo de 45 a 60° con la vertical. Pueden ser limpiadas manualmente o por medio de rastrillos automáticos. Las rejas que se limpien a mano es preferible que se instalen con una inclinación de 30 a 45° con la vertical. Los sólidos separados se eliminan enterrándolos o

incinerándolos, o se reducen de tamaño con trituradoras o desmenuzadoras y se reintegran a las aguas residuales.

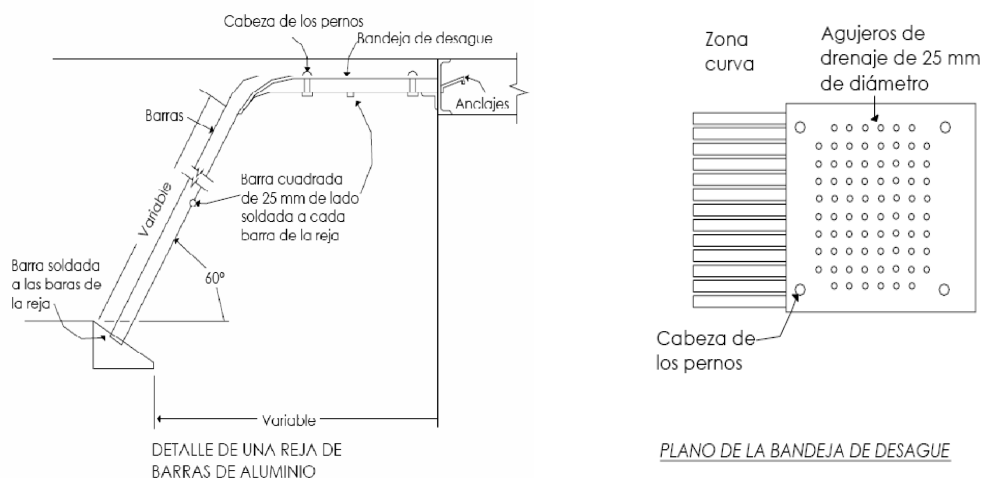


Figura 2.6 Reja típica de limpieza manual

- **Desarenadores**

Los desarenadores son unidades destinadas a retener la arena y otros residuos minerales inertes y pesados que se encuentran en las aguas residuales (escombros, cantos rodados, carbón etc.). Y se diseñan generalmente en forma de grandes canales con el objetivo de remover la materia no putrescible que puede causa abrasión u obstrucción, la materia removida como no es biodegradable, debe recolectarse y disponerse en un área adecuada. En estos canales la velocidad disminuye lo suficiente para que se depositen los sólidos inorgánicos pesados manteniéndose en suspensión el material orgánico pero se debe de acercar lo más posible a 30 cm. por segundo. El tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse y usualmente varía de 20 segundos a un minuto.

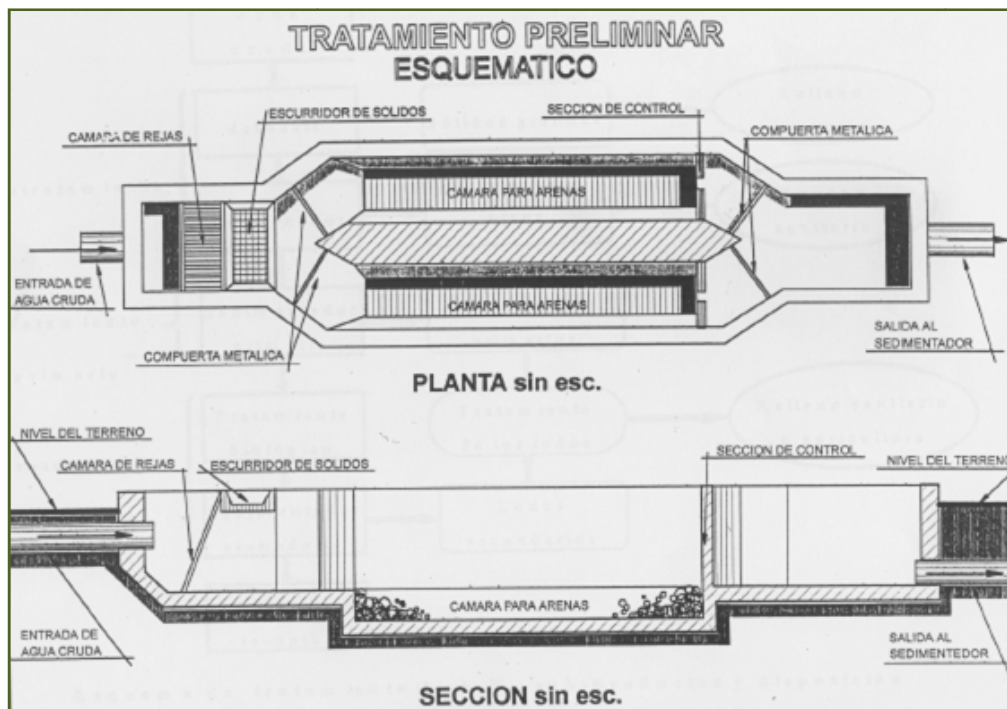


Figura 2.7 Vistas de corte longitudinal y planta de desarenador

- Medidores de caudal

Son dispositivos adicionales que se colocan en la entrada de la planta de tratamiento y no corresponden exactamente a las unidades del tratamiento preliminar. Como su nombre lo indica, sirven para medir el caudal que está pasando en un momento determinado. Estos dispositivos se colocan después de las rejillas y desarenadores. El vertedero Parshall es el más conocido y más empleado de éste tipo. Consiste en una sección convergente de fondo plano, seguida de la “garganta”, contiene paredes paralelas y fondo inclinado hacia abajo, una sección divergente con fondo inclinado hacia arriba y el canal de salida, que tiene el fondo de cota más bajo que el canal de llegada.

2.10.2.2 Tratamiento primario

Por este tratamiento se separan o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos en las aguas residuales, o sea aproximadamente de un 40 a 60%, mediante el proceso físico o de asentamiento en tanques de sedimentación. Cuando se agregan ciertos productos químicos en los tanques primarios, se eliminan casi todos los sólidos coloidales, así como los sedimentables, o sea un total de 80 a 90% de los sólidos suspendidos. La actividad biológica durante este proceso, tiene escasa importancia.

Aunque existen múltiples procesos que se pueden considerar como tratamiento primario, entre ellos podemos mencionar los siguientes:

Sedimentación

Una vez eliminada la fracción mineral sólida, el agua pasa a un depósito de sedimentación donde se depositan los materiales orgánicos, que son retirados para su eliminación. El proceso de sedimentación puede reducir de un 25 a un 35 por ciento de la DBO_5 y de un 40 a un 60 por ciento los sólidos en suspensión. Debido a la diversidad de diseños y operación, los tanques de sedimentación pueden dividirse en tres grupos generales, que son:

- *Fosa séptica*

Es uno de los más antiguos dispositivos de tratamiento primario que se usaron. Está diseñada para mantener a las aguas residuales a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaerobias, por un período de 12 a 24 horas, durante el cual se efectúa una gran eliminación de sólidos sedimentables. Estos sólidos se descomponen en el fondo del tanque, produciéndose gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, permaneciendo como una nata o capa hasta que escapa el gas y vuelven a sedimentarse. Su uso está limitado a

instalaciones pequeñas o en más comúnmente en residencias aisladas, en pequeñas instituciones o escuelas, donde puede disponerse del efluente del tanque por pozos de absorción o métodos subsuperficial. En estas condiciones tiene la ventaja de requerir una atención mínima, bastando solamente un limpieza ocasional de lodos y natas.

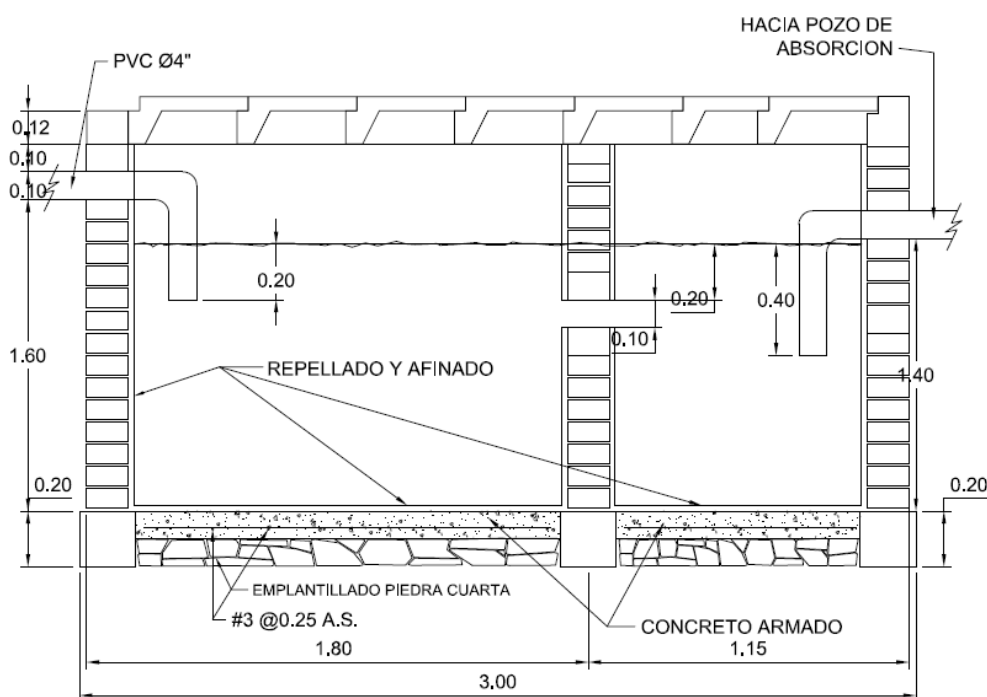


Figura 2.8 Vista en elevación de fosa séptica

- Tanques Imhoff

Su nombre se debe a su creador el Dr. Karl Imhoff quien fue el primero en diseñar este tanque de doble acción que está ideado para corregir los dos defectos principales de la fosa séptica en la forma siguiente:

- Impedir que los sólidos que se han separado de las aguas residuales se mezclen nuevamente con ellas, permitiendo la retención de estos sólidos para su descomposición en la misma unidad.
- Proporcionar un efluente adaptable a un tratamiento posterior.

Su forma puede ser rectangular o circular, y se divide en tres compartimientos o cámaras, que son: 1) la sección superior que se conoce como cámara de derrame continuo o compartimiento de sedimentación; 2) la sección inferior que se conoce como cámara de digestión de los lodos, y 3) el respiradero y cámara de natas. Es deseable que en estos tanques se pueda invertir la dirección del flujo, para evitar el depósito excesivo de sólidos en un solo extremo de la cámara de derrame continuo. Invertiendo el flujo cada mes se logrará que los lodos se acumulen de uniformemente en todo el fondo del tanque.

Durante la operación, todas las aguas residuales fluyen a través del compartimiento superior. Los sólidos se depositan en el fondo de este compartimiento, que tiene pendientes de aproximadamente 1.4 unidades verticales para una horizontal, resbalando y pasando por una ranura que hay en el fondo. Una de las partes inclinadas del fondo se prolonga cuando menos 15 centímetros más allá de la ranura, lo cual hace de trampa que impide que los gases o partículas de lodos en digestión que hay en la sección inferior, se pongan en contacto con las aguas residuales que hay en la sección superior. Los gases y partículas ascendentes de lodo son desviados hacia la cámara de natas y respiradero.

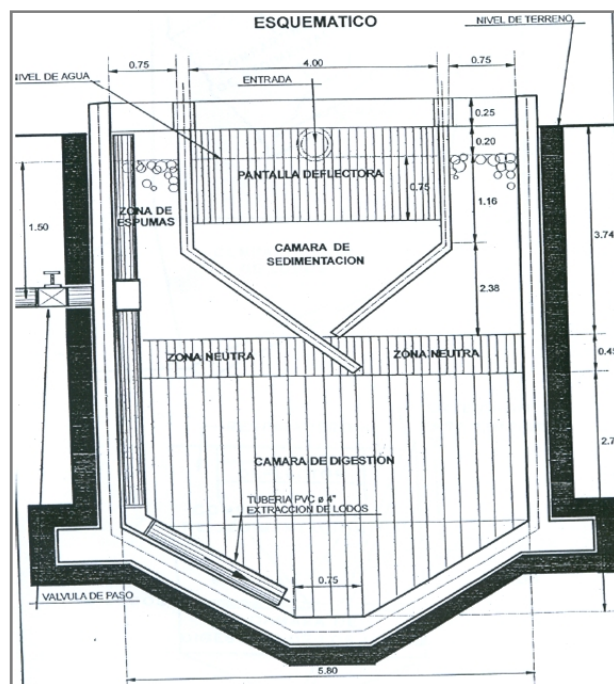


Figura 2.9 Vistas de un tanque Imhoff

El sembrar el tanque con lodos en digestión activa, provenientes de un tanque Imhoff cercano o algún digester de lodos, podría ser recomendable siempre y cuando se haga en forma conveniente, o si no, debe controlarse el pH en el compartimiento de lodos y mantenerse por encima de 6.8 para prevenir cualquier condición ácida desfavorable para una digestión adecuada. Esto puede lograrse mediante la adición de lechada de cal en forma gradual, al influente, o agregando cal en la cámara de natas. Debe tenerse cuidado de no agregar una gran cantidad de cal en un tiempo muy corto, pues la acción repentina de la cal tiende a trastornar la digestión.

El tanque Imhoff no tiene problemas mecánicos y es relativamente económico y fácil de operar. Provee la sedimentación y digestión de los lodos en una sola unidad y debe producir un efluente primario de calidad satisfactoria, eliminando de 40 a 60% de los sólidos suspendidos y reduciendo la DBO en un 25 a 35%.

Este diseño por ser de doble acción requiere que el tanque sea bastante profundo. Este tanque es adecuado para las pequeñas municipalidades o las grandes instituciones en donde la población tributaria es de 5000 personas o menos.

- Tanques de sedimentación simple

Estos son tanques cuya función principal consiste en separar los sólidos sedimentables de las aguas residuales, mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se substraen continuamente o a intervalos frecuentes, para no dar tiempo a que se desarrolle la descomposición con formación de gases. Los sólidos pueden irse acumulando por gravedad, en una tolva o embudo, o hacia un punto más bajo del fondo del tanque, de donde se bombean o descargan por la acción de la presión hidrostática, el otro método es que a través de equipo mecánico se recolecten los sólidos en la tolva o embudo y luego son descargados por bombeo.

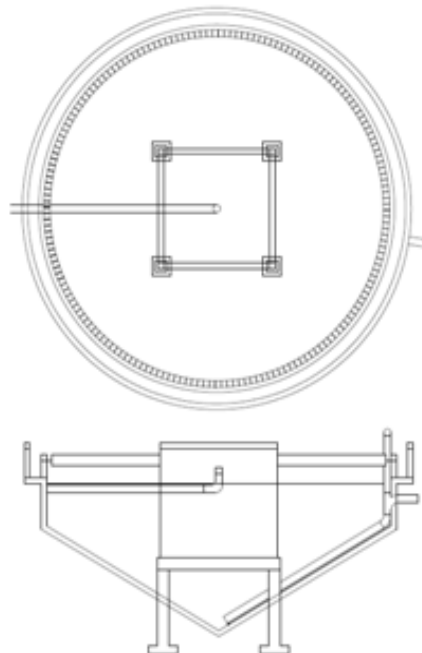


Figura 2.10 Vistas en planta y elevación de sedimentador circular

Flotación

Una alternativa a la sedimentación, utilizada en el tratamiento de algunas aguas residuales, es la *flotación*, en la que se fuerza la entrada de aire en las mismas, a presiones de entre 1,75 y 3,5 kg por cm². El agua residual, supersaturada de aire, se descarga a continuación en un depósito abierto. En él, la ascensión de las burbujas de aire hace que los sólidos en suspensión suban a la superficie, de donde son retirados. La flotación puede eliminar más de un 75% de los sólidos en suspensión.

2.10.2.3 Tratamiento Secundario

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas residuales todavía contienen, después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión o solución que los que puedan ser asimilados por las aguas receptoras sin oponerse a su uso normal adecuado. Entre los dispositivos que se usan para el tratamiento secundario se encuentran:

Sistemas Aeróbico

- *Filtros percoladores con tanques de sedimentación secundaria*

Estas son unidades resistentes que no se dañan fácilmente por cargas violentas, distinguiéndose por la estabilidad de su tratamiento y por ser capaces de resistir malos tratos. Como en todas las unidades de tipo biológico, la temperatura les afecta; por eso, el clima frío abate la actividad biológica del filtro. Estos filtros ocupan grandes superficies y su construcción es muy costosa.

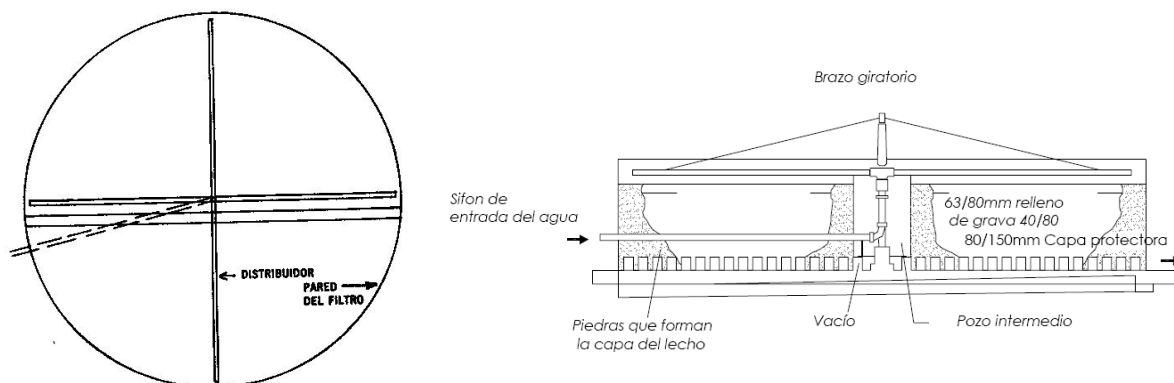


Figura 2.11 Vistas en planta y elevación de filtro percolador

Por economía los filtros deben ser precedidos por tanques de sedimentación primaria equipados con colectores de natas. Un tratamiento primario antes de estos filtros permite aprovechar al máximo su capacidad haciendo fácilmente sedimentables a los sólidos no sedimentables, coloidales y disueltos. Estos sólidos, orgánicos en su mayor parte, no son separados de las aguas residuales, sino que se convierten en parte integrante de los organismos vivos microscópicos o de la materia orgánica estable que se adhiere temporalmente al medio filtrante, y de la materia inorgánica que sale en el efluente. El material adherido o retenido se desprende eventualmente y es arrastrado por el efluente del filtro. Por esta razón los filtros percoladores deben preceder a tanques de sedimentación secundaria, para eliminar definitivamente los sólidos de las aguas residuales.

- Lodos activados

Este proceso es usado casi exclusivamente por las grandes ciudades, fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Andern y Lockett y fue llamado así por la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aeróbica. En la actualidad se usan muchas versiones del proceso original, pero todas ellas son fundamentalmente iguales.

En el proceso de fangos activados un residuo se estabiliza biológicamente en un reactor bajo condiciones aeróbicas. El ambiente aeróbico se logra mediante el uso de aireación por medio de difusores o sistemas mecánicos. Al contenido del reactor se le llama líquido mezcla. Una vez que el agua residual ha sido tratada en el reactor, la masa biológica resultante se separa del líquido en un tanque de sedimentación y parte de los sólidos sedimentados son retornados al reactor; la masa sobrante es eliminada o purgada puesto que si no fuera así la masa de microorganismos continuaría aumentando hasta que el sistema no pudiera dar cabida a más.

Importancia de los microorganismos y bacterias:

Para proyectar correctamente el sistema de lodos activados es ver la importancia de los microorganismos dentro del sistema. En la naturaleza, el papel clave de las bacterias es el de descomponer la materia orgánica producida por otros organismos vivientes. En el proceso de lodos activados, las bacterias son los microorganismos más importantes, ya que estos son la causa de descomposición de la materia orgánica del efluente. En el reactor parte de la materia orgánica del agua residual es utilizada por las bacterias aeróbicas con el fin de obtener energía para la síntesis del resto de la materia orgánica en nuevas células.

Otro tipo de microorganismos igualmente de importantes son los protozoos y rotíferos que actúan como depurificadores de los efluentes. Los protozoos consumen las bacterias dispersas que no han floculado y los rotíferos consumen partículas biológicas que no hallan sedimentado.

Los factores a tomar en cuenta en el diseño de un proceso de lodos activados son:

1. Criterios de carga
2. Selección del tipo de reactor
3. Producción de lodo
4. Transferencia y necesidad de oxígeno
5. Necesidad de nutrientes
6. Exigencias ambientales
7. Separación de las fases sólida – líquida
8. Características de efluente

- Biodiscos

Son discos de gran tamaño parcialmente sumergidos en una balsa con agua residual y con movimiento de giro lento que provoca el contacto del agua residual y del aire con su superficie. Se produce así una capa biofilm sobre estos discos que degradan la materia orgánica.

Ventajas:

- Mantenimiento mínimo de los elementos mecánicos
- Bajo consumo energético
- Solo se requiere personal para comprobar diariamente su funcionamiento y para la eliminación de los fangos digeridos una vez secos.

Sistemas combinados y anaeróbicos

- Lagunas de estabilización

Estas lagunas se pueden usar casi en cualquier parte, variando la velocidad a que pueden operar, con la temperatura, la energía luminosa y otras condiciones locales.

El proceso de la descomposición de la materia orgánica que hay en las aguas residuales se verifica en dos etapas. La materia carbonosa de las aguas

residuales es primero desintegrada por los organismos aerobios, con formación de bióxido de carbono, el cual es utilizado por las algas en su fotosíntesis. Como resultado de esto, la materia orgánica de las aguas residuales es convertida en algas y las aguas reciben oxígeno para mantenerla posterior descomposición aerobia. Los sólidos de las aguas residuales entran al estanque en un estado altamente putrescible y salen en forma de células de algas muy estables, las cuales dentro de ciertos límites, pueden descargarse a las aguas receptoras sin causar efectos perjudiciales.

Las lagunas de estabilización son los más sencillos de las plantas de tratamiento de aguas residuales. El proceso consiste en retener el agua residual en una planta de poca profundidad por un período largo, suficiente para que ocurra la estabilización natural de la materia orgánica debido a la actividad biológica.

Deben ser usados cuando:

- a) Precio de la tierra es bajo
- b) Condiciones climatológicas y topográficas favorables
- c) Pocos recursos financieros
- d) Carga orgánica fluctuante

Tipos de lagunas:

Las lagunas pueden ser clasificadas como:

- *Lagunas aerobias:* Son lagunas rasas (poco profundas) profundidad 0.3 m, ó menos y proyectadas para maximizar la penetración de la luz y el máximo crecimiento de algas. Las condiciones aeróbicas son

mantenidas en todo el medio líquido. Son utilizadas cuando se desea la producción de algas para su comercialización.

- Lagunas de maduración: En éstas lagunas (aeróbicas) se hace el pulimento de las aguas residuales que ya fueron tratadas por un otro proceso, que bien puede ser a través de lagunas de estabilización.
- Lagunas anaerobias: Son lagunas en las que no se necesita oxígeno y se emplean organismos anaeróbicos para la degradación del material orgánico. Tales plantas operan con alta carga orgánica sin el proceso de fotosíntesis. Las profundidades varían de 3.0 a 5.0 metros.
- Lagunas facultativas: Estas no son ni aeróbicas ni tampoco anaeróbicas. No son profundas (1-2 m). Así son predominantemente aeróbicas durante el día y el contenido de oxígeno en la laguna decae durante la noche. Son las más utilizadas en todo el mundo.
- Filtro anaerobio

Es un tanque en concreto, ladrillo o en material plástico lleno de piedras u otro material inerte como el polipropileno, que sirva de soporte a los microorganismos, constituyendo un lecho con elevado grado de vacíos. Dado que el flujo del agua ascendente, el líquido proveniente del tanque séptico entra por el fondo a través de un falso fondo perforado, fluye a través del material de soporte, donde crece una película biológica que degrada anaeróticamente la materia orgánica, y es recogida en la parte superior mediante una tubería perforada o una canaleta. Este sistema permite remover la materia orgánica disuelta que no logra hacerlo el tanque séptico. La profundidad del lecho debe estar entre 0.8 y 1.5m de profundidad y del falso fondo no debe ser inferior a 0.3m de altura. Al incrementar esta altura han mejorado los resultados.

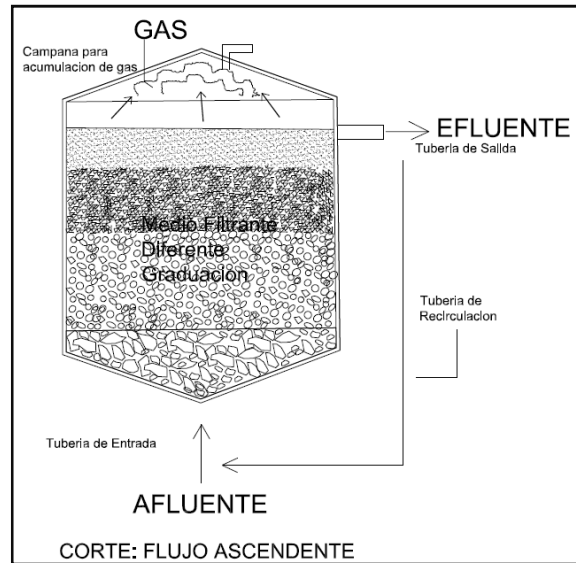


Figura 2.12 Vistas de filtro anaerobio flujo ascendente

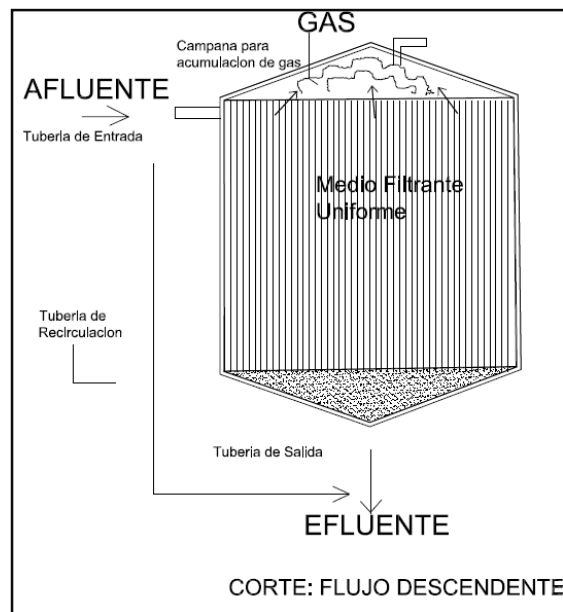


Figura 2.13 Vistas de filtro anaerobio flujo descendente

- Reactor anaeróbico de flujo ascendente o RAFA (primario avanzado)

El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación gas –liquido –sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas , las unidades son tapadas para facilitar la recolección del gas que se genera en este proceso anaerobio. Los puntos débiles del proceso son la lentitud de arranque del reactor, necesidad de uniformizar el caudal, necesidad de corrección de PH continuo y se necesita más cuidado para su buena operación que otras.

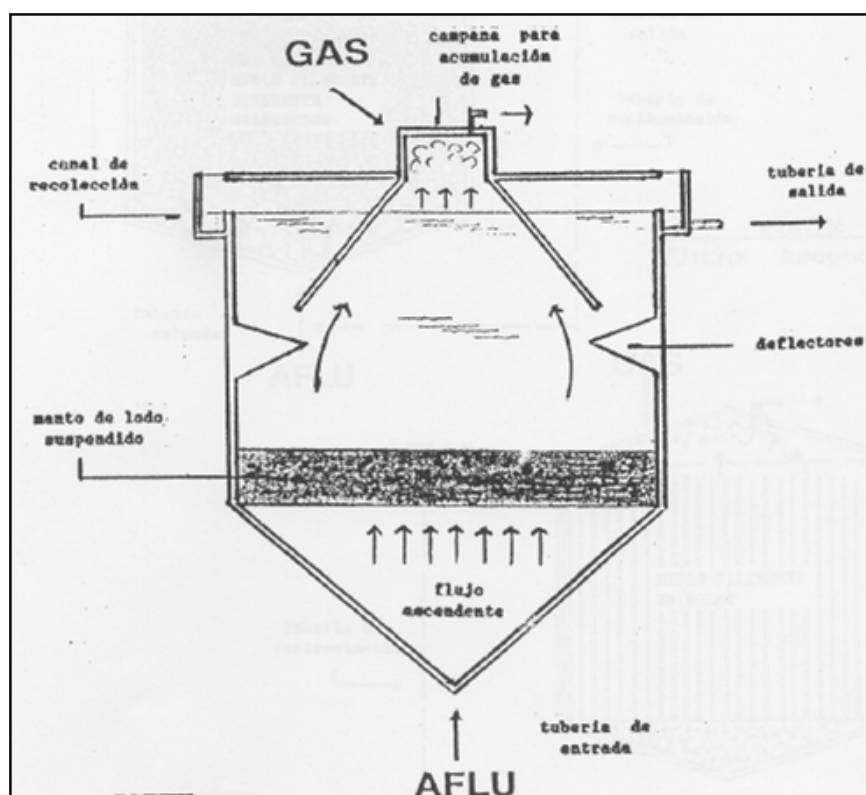


Figura 2.14 Vistas (RAFA-UASB) detalle de reactor circular

TRATAMIENTO	S.S.	DBO	Patógenos	S. Disueltos	Nutrientes
PRIMARIO					
Fosa séptica	40-60%	50%	10-15%		
Tanques Imhoff	50-60%	50%	5-15%		
Sedimen + digestor	50-60%	50%	10-15%		
Lagunas aerobias	50-80%	60%	30-40%		
Lagunas facultativas	60-90%	80%	40-90%		
SECUNDARIO (después de primarios)					
Filtros percoladores +sedimentadores	90-100%	85%	85%	40-60%	5%
Fangos activados+ sedimentadores	90-100%	85%	85%	50-70%	5%
RAFA	40-60%	50%	10-15%	0-5%	
Zanjas de oxidación	90-100%	85%	85%	40-70%	10-30%
Filtros Biológicos	80-100%	80%	80%	50-70%	
Irrigación superficial	100%	90%	90%	90-99%	10-70%
Irrigación subsuelo	100%	95%	95%	90-99%	10-80%
Infiltración suelo	100%	95%	95%	50-99%	0-80%
Lagunas aeróbicas	95-100%	95%	95%		
Filtración en arena	95-100%	95%	95%	40-70%	
Cloración					
TERCIARIOS (usualmente después de secundario)					
Coagulación					50-99%
Zeolitas					50-90%
Intercambio de iones					80-99%

Tabla 2.8 Resultados de diferentes procesos de tratamiento para aguas residuales

2.10.2.3 Tratamiento de los Lodos

Se considera como tratamiento de los lodos a aquellos métodos o procesos que se emplean en una planta hasta la disposición final de los productos del proceso de tratamiento.

Y están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario, junto con el agua que se separa con ellos.

La cantidad y composición de los lodos varían según las características de las aguas residuales de donde hayan sido retirados y depende, sobre todo, del proceso de tratamiento por medio del cual hayan sido obtenidos. La Tabla 2.8 que se presenta en la siguiente página contiene datos aplicables a aguas residuales domésticas típicas.

Mientras que en algunos cuantos casos es satisfactoria la disposición de ellos sin someterlos a un tratamiento, generalmente es necesario tratarlos en alguna forma para prepararlos o acondicionarlos para disponer de ellos sin originar condiciones inconvenientes.

Cualquier tratamiento de lodos pretende uno o los dos objetivos siguientes: Disminuir, por eliminación de agua, el volumen, para subsecuentes tratamientos y disposición o transformación de los sólidos orgánicos putrescibles en sólidos orgánicos o inorgánicos más estables o inertes.

Es conveniente manejar lodos lo más concentrados posibles, por las siguientes razones: para economizar espacio de almacenamiento en el digestor, o para hacer que dure más el período de digestión de los sólidos; para que los digestores con calentamiento requieran de menores cantidades de calor; y para que disminuyan los requerimientos de calor y energía en otros tipos de tratamientos de lodos.

	Procesos de Tratamiento					
	Sedimentación Simple	Sedimentación Secundaria		Fosa séptica de una etapa	Sedimentación en dos etapas o Tanques de digestión de lodos separados	Precipitación Química
		Filtros Percoladores	Lodos Activados			
Volumen normal de galones de lodos, por millón de galones de aguas residuales	2,500	500	13,500	900	500	5,000
Porcentaje de humedad	95	92.5	98	90	85	92.5
Sólidos secos, libras por millón de galones	1,080	320	2,250	810	690	

Tabla 2.9 Cantidades nominales y características de los lodos producidos por diferentes procesos de tratamiento

2.10.2.4 Digestión de los lodos

El propósito de la digestión es lograr los dos objetivos del tratamiento de los lodos, o sea: una disminución en el volumen y la descomposición de la materia orgánica muy putrescible hasta formar compuestos orgánicos e inorgánicos inertes o relativamente estables. Con excepción de los tanques sépticos y los Imhoff; la digestión se lleva a cabo en tanques separados que se usan únicamente para este fin.

En las plantas de tratamiento pequeñas se usa con mayor frecuencia la digestión aerobia en vez de la digestión anaerobia porque:

1. La operación es relativamente fácil.
2. Los costos son menores.

3. Genera un producto final estable, sin olor y similar al humus.
4. En el licor sobrenadante se produce una menor concentración de DBO.

Por lo general, la digestión aeróbica se lleva a cabo en tanque de concreto abiertos y no calentados. Los factores que deben considerarse en el diseño son la temperatura, el tiempo de retención hidráulico, la carga de sólidos, las necesidades de oxígeno, el requerimiento de aire y la necesidad de energía para la mezcla.

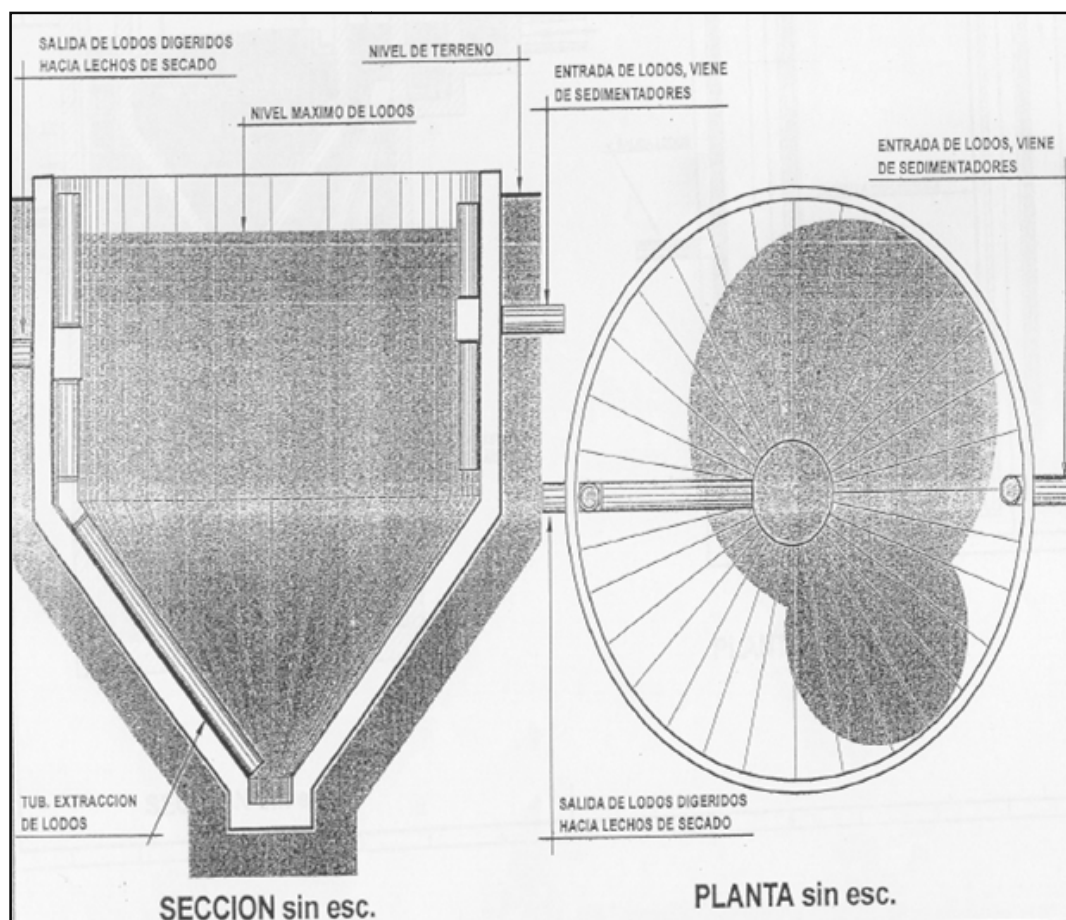


Figura 2.15 Vista en elevación de digestor de lodos

La temperatura afecta la tasa del tratamiento biológico y la tasa de transferencia de oxígeno. Los criterios de diseño para remoción de la DBO o estabilización de los sólidos suspendidos volátiles (SSV) deben basarse en el promedio de la temperatura del agua residual durante los meses más fríos.

Lechos de secado

El método más común para secar lodos en sistemas pequeños de tratamiento de aguas residuales es el secado de lodo con aire en lechos de arena. Los lechos de secado de lodo son fáciles de manejar, producen un alto contenido de sólidos, son de bajo costo y requieren un mínimo de atención en su operación.

Los tipos de lechos de secado son:

1. Arena
 2. Pavimento
 3. Medio artificial
 4. Con ayuda de vacío
- Lechos de arena para secado

Los lechos de arena constituyen uno de los métodos más utilizados para deshidratar lodos provenientes de plantas de tratamiento de aguas, tanto urbanas como industriales. Los lechos de arena son comúnmente usados en plantas de tratamiento de agua de comunidades e industrias pequeñas.

A grandes rasgos, consisten en una capa de grava la cual es cubierta por una capa uniforme de arena, por debajo de estas dos capas se coloca un sistema de drenaje para producir un filtrado efectivo. El lodo permanece en el lecho hasta que se seca para ser posteriormente retirado. Eckenfelder (2000)

recomienda que la arena tenga un tamaño efectivo de 0.3-1.2 mm, y la grava un diámetro de 3.175 - 25.4 mm.

Dichos lodos pueden ser secados en lechos al aire libre o cubiertos. El método es muy sencillo y requiere una atención mínima del operador. Sin embargo, es necesaria una gran cantidad de terreno y son susceptibles a variables incontrolables como lluvia, temperatura ambiental, humedad y la velocidad de desaguado.

También provocan problemas de olores, los cuales aumentan conforme se incrementa la producción de lodos. En contraparte, los lechos de secado son menos complejos, más fáciles de operar y requieren menos energía operacional que los sistemas de secado mecánicos. Producen fácilmente lodos con aproximadamente 25-40% de sólidos, cuyo porcentaje puede incrementarse hasta un 60% con tiempo de secado adicional.

Debido a la alta necesidad de terreno requerido para el uso de lechos de arena, este método de secado es comúnmente utilizado en áreas rurales o sub urbanas más que en comunidades densamente pobladas.

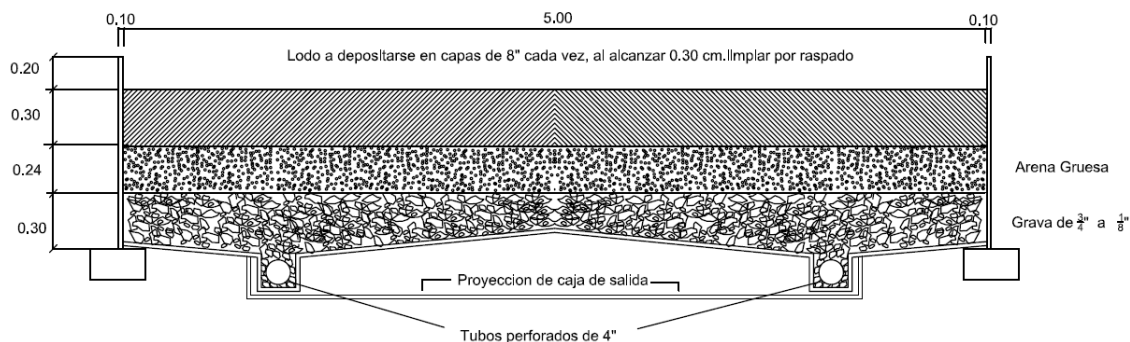


Figura 2.16 Vistas en elevación de lecho de secado

2.10.2.5 Disposición de los lodos

Debe darse un destino o disposición final a todos los lodos de aguas residuales que se produzcan en una planta de tratamiento.

Entre los sistemas empleados para su disposición figuran los siguientes:

a) Enterrado

Este método se usa principalmente para los lodos crudos en lugares donde, a no ser que se cubran con tierra, originen serias molestias por el olor. Cuando se dispone de grandes superficies de terreno, el enterrado de los lodos crudos es quizá el método más económico de disponer de ellos, porque elimina el costo de cualquier proceso de tratamiento. En las zanjas pueden permanecer el lodo húmedo y mal oliente durante años, de modo que un terreno que se ha usado una vez, no puede usarse nuevamente para el mismo propósito o para cualquier otro durante mucho tiempo.

b) Relleno

El empleo de los lodos como material de relleno se limita casi exclusivamente a los lodos digeridos, los cuales quedan a la intemperie sin producir molestias por el olor que puedan considerarse serias o extensas. Los lodos deben estar bien digeridos y sin cantidades apreciables de lodos crudos o no digeridos, mezcladas con ellos.

Se puede disponer de los lodos digeridos deshidratados, que se obtienen de los lechos secadores y en los filtros de vacío, rellenando las tierras bajas de la misma planta o acarreándolos hasta zonas análogas donde no causen molestias.

c) Como fertilizante o acondicionador de suelos

El lodo de las aguas residuales contiene muchos elementos esenciales para la vida vegetal: como el nitrógeno, el fósforo, el potasio y además contiene cuando menos trazas de nutrientes menores que se consideran más o menos indispensables para el crecimiento de las plantas, como el boro, el calcio, el cobre, el hierro, el magnesio, el manganeso, el azufre y el cinc.

El humus del lodo además de proporcionar alimento a los vegetales, beneficia al suelo aumentando su capacidad de retención de agua y mejorando su calidad para el cultivo, haciendo así posibles labores agrícolas en suelos pesados, que se transforman en buenas sementeras. También disminuye la erosión del suelo.

2.11 Marco normativo aplicable al alcantarillado sanitario y a la planta de tratamiento de aguas residuales en El Salvador

El Salvador cuenta con un marco constitucional, de preservar el medio ambiente y fomentar el uso racional de los recursos naturales. Sin embargo, la gran diversidad de legislaciones relacionada con los recursos hídricos, incide en la confusión de campos de acción y en la aplicación de responsabilidades.

Aunque existen numerosas leyes, pocas tienen su reglamento, lo que potencia aun más la confusión en la aplicación de las leyes, la baja capacidad para vigilar y aplicar la ley hace que la reacción ante casos de deterioro de los recursos hídricos, sea muy lenta y discontinua.

Los niveles de planificación del uso, conservación y fomento del recurso hídrico, con visión multisectorial no están siendo asumidos por ninguna institución, lo que hace que el uso actual sea eminentemente extractivo, lo cual aunado a la mayor importancia que se da al desarrollo urbano con respecto a los recursos

hídricos, la transformación de zonas boscosas con alta tasa de recarga en zonas deforestadas está ocasionando la escasez de fuentes tradicionales.

La situación actual se explica por la descoordinación institucional generalizada, las fuerzas políticas polarizadas no permiten desarrollar legislaciones concertadas, la inconsistencia de políticas de protección hídrica y ambiental, están facilitando que zonas de altas tasas de infiltración estén siendo urbanizadas al mismo tiempo que se reforesta en zonas que no son equivalentes, esto como teoría es una de las principales causas de las inundaciones que actualmente el territorio nacional está sufriendo en períodos lluviosos.

Proteger el recurso hídrico es proteger la salud del hombre y la vida sobre la Tierra, y es un elemento sustancial para alcanzar el desarrollo sostenible del país. Siendo la contaminación de las aguas uno de los problemas de mayor incidencia negativa en el entorno ambiental, resulta prioritario adoptar medidas de control para el vertido de agentes contaminantes en manantiales, zonas de recarga, ríos, quebradas, arroyos permanentes o no permanentes, lagos, lagunas, marismas, embalses naturales o artificiales, estuarios, manglares, turberas, pantanos, aguas dulces, salobres o saladas, y en general en las aguas nacionales. Entre la normativa vigente existente tenemos:

- *Normas técnicas para abastecimiento de agua potable y alcantarillados de aguas negras (Normas técnicas de ANDA).*

Para el sistema de alcantarillado esta norma establece en su capítulo II parámetros para el diseño de los sistemas de alcantarillado: alcance del proyecto, población de diseño, caudal de diseño, límites de velocidad, diámetro mínimo de tuberías, pendiente mínima, trazo de la red, material de las tuberías, profundidad de los colectores, pozos de visita, entre otros. Así también en este capítulo establece la carga máxima de DBO y de sólidos en suspensión en 60

mg/l después de la depuración de las aguas residuales en una planta de tratamiento.

Para la presentación de proyectos en el capítulo III de esta norma encontramos que la norma nos exige lo siguiente: memoria técnica, memoria de cálculos hidráulicos, memoria de cálculos estructurales, planos.

- Reglamento sobre la calidad del agua, el control de vertidos y zonas de protección (Decreto 50)

En este reglamento se encuentran normas sobre depuración y tratamiento de aguas, normas de protección de aguas, consideraciones acerca de las aguas residuales domésticas, límites permisibles para el vertido en el sistema de alcantarillado.

- Reglamento especial de aguas residuales (Decreto 39)

En este reglamento se encuentran las obligaciones de operación de plantas de tratamiento, análisis obligatorios, análisis complementarios, consideraciones acerca del muestreo, análisis e informes operacionales y las consideraciones para el reúso de las aguas residuales.

- Aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor (NSO 13.07.03:02 CONACYT)

En esta norma se encuentran los parámetros permisibles de aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor, tanto ordinarias como especiales, requerimientos para toma de muestra y métodos de análisis para determinar los parámetros contemplados en la norma.

- Norma para regular la calidad de aguas residuales de tipo especial descargadas al alcantarillado sanitario¹⁸

Esta Norma tiene por objeto regular las descargas de aguas residuales para proteger los sistemas de alcantarillado sanitario y evitar las interferencias con los tratamientos biológicos.

- Vigilancia en aguas residuales por el ministerio de salud pública y asistencia social

A partir de la creación del Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales, el tema de aguas residuales fue retomado en parte por dicha Institución, quedándole al Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social (MSPAS) la vigilancia según¹⁹:

Art.67: Estipula conceder permisos para las descargas de aguas residuales de tipo ordinario de origen domestico.

Art.68: Prohíbe la reutilización de las aguas residuales en usos agrícolas.

Art.69: Prohibición de descargas de aguas residuales en lugares no autorizados para ello.

Art.70: Autorización del MSPAS para instalación de sistemas de tratamiento primario (fosa séptica y pozo de absorción) cuando no exista acceso a alcantarillado sanitario.

¹⁸ Ley sobre la gestión integrada de los recursos hídricos, Acta No 1937, San Salvador, 15 de octubre 2004

¹⁹ D.O. No 105 tomo No 367. Código de salud, San Salvador, 8 de junio de 2005

- Ordenanzas municipales

Estas ordenanzas tienen como objetivo controlar el manejo de aguas residuales y de las plantas de tratamiento, para así contribuir a la salud de los habitantes y evitar la contaminación de los municipios. Además el artículo 117 de la Constitución de la República declara de interés social la protección, restauración, desarrollo y aprovechamiento de los recursos naturales; así mismo el artículo 4 de la Ley del Medio Ambiente, establece que las municipalidades, están obligadas a incluir, de forma prioritaria en todas sus acciones, planes y programas el componente ambiental, y reconociendo el municipio la importancia del recurso agua para la conservación de la salud de la población y el medio ambiente, se da la creación de estas ordenanzas municipales.

- Permisos ambientales

Los permisos ambientales forman parte de la Ley del Medio Ambiente, en el Capítulo IV - Sistema de evaluación ambiental, Art. 16.- El proceso de evaluación ambiental literal d) permiso ambiental

COMPETENCIA DEL PERMISO AMBIENTAL

Art.19. - Para el inicio y operación, de las actividades, obras o proyectos definidos en esta ley, deberán contar con un permiso ambiental. Corresponderá al Ministerio emitir el permiso ambiental, previa aprobación del estudio de impacto ambiental.

ALCANCE DE LOS PERMISOS AMBIENTALES

Art.20. - El permiso ambiental obligará al titular de la actividad, obra o proyecto, a realizar todas las acciones de prevención, atenuación o compensación, establecidos en el programa de manejo ambiental, como parte

del estudio de impacto ambiental, el cual será aprobado como condición para el otorgamiento del permiso ambiental.

La validez del permiso ambiental de ubicación y construcción será por el tiempo que dure la construcción de la obra física; una vez terminada la misma, incluyendo las obras o instalaciones de tratamiento y atenuación de impactos ambientales, se emitirá el permiso ambiental de funcionamiento por el tiempo de su vida útil y etapa de abandono, sujeto al seguimiento y fiscalización del Ministerio.

ACTIVIDADES, OBRAS O PROYECTOS QUE REQUERIRAN DE UN ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Art.21.- Toda persona natural o jurídica deberá presentar el correspondiente Estudio de Impacto Ambiental para ejecutar:

Sistemas de tratamiento, confinamiento y eliminación, instalaciones de almacenamiento y disposición final de residuos sólidos y desechos peligrosos.

Es importante un análisis del impacto ambiental de las plantas de tratamiento, en cuanto al lugar de construcción, tipo de tratamiento, ventajas y desventajas a la población y de esa manera poder considerar su existencia como una alternativa de solución ante la contaminación por aguas residuales.

CAPITULO III

GENERALIDADES DEL MUNICIPIO Y TRABAJO DE CAMPO PREVIO AL DISEÑO

3.1 Ubicación geográfica

Quezaltepeque es la segunda ciudad más importante y cuarto municipio más grande en extensión geográfica entre los 22 municipios del departamento de La Libertad.

Brevemente, se mencionan sus límites; al norte limita con Guazapa, Aguilares y el Paisnal, al occidente limita con los municipios de San Matías y San Juan Opico, al sur con el volcán Quetzaltepeque, Nueva San Salvador y con el municipio de Colón y finalmente al oriente con Nejapa y Apopa.



Figura 3.1 Ubicación geográfica

3.2 División administrativa urbana

La División Administrativa Urbana del municipio está compuesta aparte del área urbana, de trece cantones: El Puente, El Señor, Girón, Las Mercedes, Macance, Primavera, San Francisco, San Juan Los Planes, Santa Rosa, Segura, Sitio Los Nejapa, Tacachico y Platanillos.

En el Norte del municipio se encuentra el Cantón Tacachico, Segura y Las Mercedes, al Nor-poniente, el Sitio Los Nejapa. Al Oriente se tiene Girón, Platanillos, Santa Rosa, El Señor y San Francisco, mientras que en el Sur se tiene Macance y San Juan Los Planes

Todo lo anterior puede comprenderse mejor con la ayuda de la Figura 3.2 que se presenta a continuación.

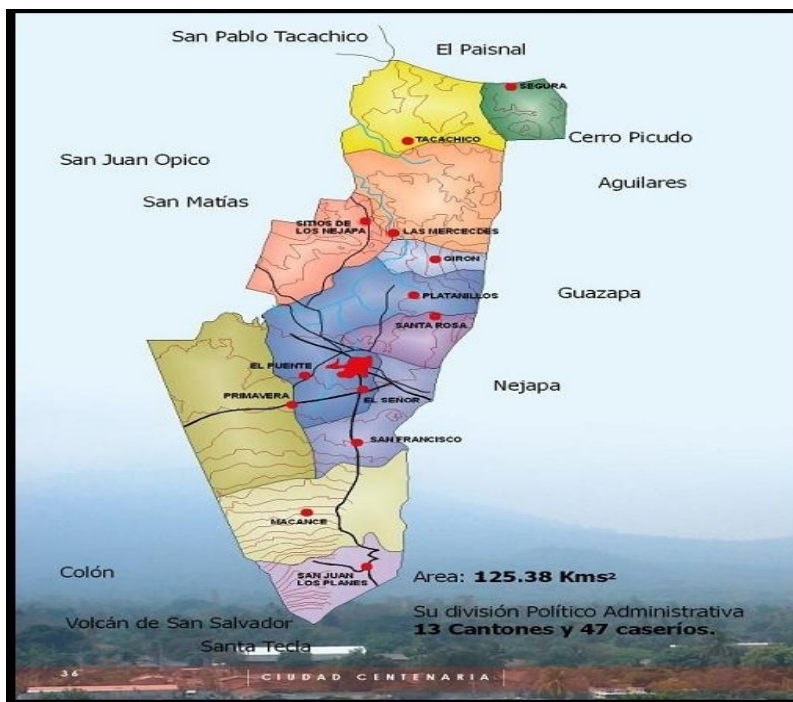


Figura 3.2 División administrativa urbana²⁰

²⁰ FUENTE: Revista del centenario de Quezaltepeque, 2005

3.3 Condiciones climatológicas del municipio de Quezaltepeque²¹

Como es conocido, el clima de El Salvador es tropical y se caracteriza por que tiene condiciones anuales más o menos iguales, sin embargo podemos afirmar que las oscilaciones diarias son mayores que las anuales en cuanto a temperatura, esto es porque el país se encuentra localizado en la parte exterior del cinturón climático de los trópicos. (Ver anexo # 1).

Desde el punto de vista meteorológico existen dos estaciones, una lluviosa y otra seca, la primera ocurre de mayo a octubre y la otra de noviembre a abril.

La región donde se ubica la estación se zonifica climáticamente según Koppen, Sapper y Laurer como **Sabana Tropical Caliente ó Tierra Caliente** (0 – 800 msnm) la elevación es determinante (450 msnm).

Considerando la regionalización climática de Holdridge, la zona de interés se clasifica como **“Bosque húmedo subtropical, transición a tropical”**.

Las condiciones climáticas de la zona han sido definidas basándose en los datos de la estación meteorológica San Andrés (ver anexo # 1), la cual es la más cercana al lugar en estudio (15 Km. aproximadamente). Las características climáticas y edáficas son similares, con una diferencia de 10 metros de altura.

Temperatura, estas oscilan entre los 22.7 °C en las zonas más altas y 25.8 °C en las zonas más bajas. Los meses de temperaturas bajas son enero, diciembre y los de temperaturas altas son abril, mayo.

Humedad Relativa, el promedio medio anual alcanza el 74.4%, siendo el valor máximo de 82% durante el mes de septiembre.

²¹ FUENTE: Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)

Vientos, la velocidad promedio del viento es de 5.5 kilómetros por hora, variando según los meses del año.

Precipitación, la lámina anual de lluvias en el área de estudio es de 1644 mm, excepcionalmente llega hasta 317 mm en un mes de la estación lluviosa de la zona.

3.4 Proyección de la Población para Alcantarillado Sanitario

La proyección de la población se realizará por dos modelos diferentes, para tener así un margen de comparación entre ambos; y de esta manera, elegir el que más se apegue a las condiciones reales de la población en estudio. Los modelos a utilizar son:

- Modelo aritmético
- Modelo geométrico

La población se proyectará para un período de 20 años, cumpliendo los requerimientos mínimos establecidos en el Capítulo II, Sección 1 de las Normas Técnicas de ANDA y considerando la vida útil de los componentes de los sistemas de alcantarillado. Los datos a utilizar se muestran en la Tabla 3.1.

Municipio de Quezaltepeque	Población en 1992	Población en 2008
Colonias: Santa Lucia 1 San Lucas Lotificaciones : San Francisco Santa Rosa El Bosque	2,551	4,038

Tabla 3.1 Proyección de población para el área de estudio²²

3.4.1 Proyección de la población por el método aritmético

Para ello se hará uso de la ecuación de proyección lineal:

$$P_n = P_o + K_a (t_2 - t_1)$$

En donde:

P_n: población para el período proyectado

P_o: Población inicial.

K_a: tasa de crecimiento poblacional

t₂: tiempo final

t₁: tiempo inicial

Tasa de crecimiento poblacional (K_a)

Despejando K_a de la ecuación 3.1 se tiene:

$$K_a = (P_n - P_o) / (t_2 - t_1)$$

$$K_a = (4,038 - 2,551) / (2008 - 1992) = 92.938$$

Población futura

²² FUENTE: Alcaldía municipal de Quezaltepeque, La población de 1992 corresponde a la obtenida del censo realizado en ese año, mientras que la del 2008 se obtuvo al determinar el número de lotes existentes y considerando 6 habitantes por vivienda.

Proyectando la población para el año 2028:

$$P_o = 4,038 \text{ habitantes}$$

$$P_{2028} = P_{2008} + Ka (t_2 - t_1)$$

$$P_{2028} = 4,038 + 92.938 (2028 - 2008) = 4,038 + 92.938 (20)$$

$$\mathbf{P_{2028} = 5,897 \text{ habitantes}}$$

3.4.2. Proyección de la población por el método geométrico

Para realizar esta proyección se utilizará la siguiente fórmula:

$$P = P_o (1 + i)^n$$

En donde:

P: población total proyectada

P_o: población total actual

i: tasa de crecimiento poblacional

n: número de años para los que se desea realizar la proyección

Tasa de crecimiento poblacional:

Despejando i de la ecuación 3.2 se tiene

$$P = P_o (1 + i)^n$$

$$P/P_o = (1 + i)^n$$

$$\text{Log} (P/P_o) = n \text{Log} (1 + i)$$

$$\text{Log} (P/P_o)/n = \text{Log} (1 + i)$$

$$\text{Log}^{-1} [\text{Log} (P/P_o)/n] = \text{Log}^{-1} [\text{Log} (1 + i)]$$

$$i = \text{Log}^{-1} [\text{Log} (P/P_o)/n] - 1$$

De Tabla 3.1 se tiene:

$$i = \text{Log}^{-1} [\text{Log} (4,038/2,551)/20] - 1$$

$$i = 0.0232 = 2.32\%$$

Población futura

Al igual que con el modelo aritmético, también se proyectará la población hasta para el año 2028:

$$P_o = 4,038 \text{ habitantes}$$

$$P_{2028} = P_{2008} (1 + i)^{20}$$

$$P_{2028} = 4,038 [1 + 0.0232]^{20}$$

$$P_{2028} = 6388.17 \quad 6389$$

$$\mathbf{P_{2028} = 6,389 \text{ habitantes}}$$

Se concluye que debido a que los resultados proporcionados por el modelo geométrico son los más conservadores, por tanto serán éstos los utilizados en el diseño definitivo de la red de alcantarillado, en el capítulo IV de este trabajo.

3.5 Determinación del caudal a la salida del alcantarillado existente

Para conocer la totalidad del caudal que entrará a la planta de tratamiento de aguas residuales se debe de conocer el caudal que es originado de la red de alcantarillado existente en el municipio (Figura 3.3) y el que se originará de la nueva red a proyectar.



Figura 3.3 Tubería de descarga de alcantarillado existente

La determinación del caudal a la salida del alcantarillado existente se puede determinar de forma teórica mediante la fórmula para el caudal medio de la siguiente manera:

Dotación Población = 150 l/hab/d (promedio de dotación para vivienda media tomado de Norma Técnicas de ANDA)

Dotación Escuela = 40 l/estudiante/d

Dotación Consultorio Médico = 500 l/consultorio/d

Dotación Consultorio Dental = 1000 l/consultorio/d

Dotación Mercados = 15 l/m²/d

No de Habitantes = 57,000

No Estudiantes = 15,000

No de Consultorios Médicos = 18

No de Consultorios Dentales = 15

Área de Mercados = 5,856

De norma de ANDA se tiene que el caudal medio de descarga es:

$$Q_{md} = 0.8 \left(\frac{Pob \cdot Dot}{86400} \right)$$

$$Q_{md} = 0.8 \left(\frac{57,000(150) + 15,000(40) + 18(500) + 15(1000) + 5,856(15)}{86400} \right)$$

$$Q_{md} = 85.76 \text{ l/s}$$

3.6 Toma de muestras para la caracterización de las aguas residuales

3.6.1 Caracterización de efluentes

La caracterización de las aguas residuales de diferente origen, se logra por medio de la toma de muestras de dichas aguas y posterior análisis, con el objetivo de obtener el conocimiento de su composición físico, químico y bacteriológico. Cuya información sirve como base para la decisión en cuanto al tipo de tratamiento a ser empleado ya que con el cual, se elimina o disminuye la contaminación generada por el agua residual al ser vertida en los cuerpos receptores.

El muestreo y análisis de las aguas residuales en general, que ingresan (en estado crudo) y salen de los sistemas de tratamiento de las mismas, son una herramienta de gran utilidad para la evaluación del funcionamiento y eficiencia en los procesos de depuración, remoción de la materia orgánica y de otros componentes en dichos efluentes de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

3.6.1.1 Parámetros de evaluación

Los parámetros de evaluación de las muestras están clasificadas en físico, químicos y bacteriológicos, los que proporcionan la calidad del agua ya sea para consumo humano como para el re - uso en otras actividades, además tienen como función principal regular el vertido de los mismos en cuerpos receptores (ríos, lagos, etc.).

3.6.2 Técnicas de muestreo²³

Para la evaluación de los parámetros, es necesario determinar la técnica de muestreo idónea a la información que se requiere obtener respecto a los efluentes líquidos de origen doméstico y los métodos de análisis correspondientes.

Las muestras de agua pueden ser simples, compuestas en continuo e integradas.

- La *muestra simple* proporciona información sobre la calidad en un punto y momento dado.
- La *muestra compuesta* se estructura con varias alícuotas espaciadas temporalmente (con frecuencias variables: minutos, horas, días) que se adicionan al mismo recipiente. Este tipo de muestras se aplica, por ejemplo, en el seguimiento de vertidos industriales cuya calidad puede variar mucho a lo largo de una jornada de trabajo.

²³ FUENTE: T.H.Y. Tebbutt. Fundamentos de control de la calidad del agua.3ª. Ed, México D.F. , Editorial Limusa.2002

- Las *muestras en continuo* son imprescindibles en procesos a escala industrial, por ejemplo, la determinación de cloro residual libre en el agua potable a la salida de una potabilizadora.
- Las *muestras integradas* en el tiempo se obtienen con bombeo a un flujo continuo de muestra que se adiciona en el mismo recipiente.

3.6.3 Toma de muestras²⁴ y parámetros a analizar en el presente estudio

En este estudio la técnica de muestreo elegida fue la simple o puntual, se obtuvieron dos muestras (volumen mínimo de cada muestra fue de 1000 ml) que fueron tomadas en el punto de la descarga de la red de alcantarillado existente. Dicha agua se encuentra sin ningún tratamiento (cruda).

Los parámetros que se analizarán a las muestras en el presente estudio serán:

- Físico y químico: DQO, DBO₅, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, aceites y grasas.
- Bacteriológicos: bacterias coliformes totales y bacterias coliformes fecales.

Tanto la toma de muestra como los parámetros analizados han sido tomados en base a lo mínimo exigido por la norma: ***Norma para aguas residuales de tipo ordinario descargadas a un cuerpo receptor (NSO 13.49.01:06)***.

²⁴ FUENTE: T.H.Y. Tebbutt. Fundamentos de control de la calidad del agua.3ª. Ed, México D.F., Editorial Limusa.2002.

3.6.4 Resultados de análisis físico, químico y bacteriológico del efluente en estudio

El análisis de las muestras del efluente del alcantarillado sanitario existente fue realizado por la empresa ESPINSA (Especialidades Industriales S.A. de C.V.), Laboratorio que cuenta con un sistema de calidad fundamentada bajo la Norma NSR ISO/IEC 17025:2005. Y acreditado por el CONACYT.

Análisis físico y químico

Los parámetros evaluados fueron: demanda química de oxígeno (DQO), demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5), sólidos sedimentables (Ssed), sólidos suspendidos totales (SST) y; aceites y grasas (A&G).

Cabe mencionar que el agua de la muestra para ser analizada se encontraba sin ningún tratamiento de depuración, en la tabla de resultados que se muestra a continuación se realiza una comparación en cuanto a los valores exigidos por la norma y los obtenidos del efluente, se hace solamente con el objetivo de tener una idea de el tipo de tratamiento a realizar, su contenido y grado de contaminación producido al río Sucio por su vertido sin previo tratamiento, ya que la norma presenta los valores máximos permisibles, que deberán ser alcanzados por medio de los tratamientos respectivos, para poder alcanzar dichos niveles, entre los cuales no se permitirá la dilución.

Los resultados del análisis se presentan en resumen en la Tabla 3.2 y en el anexo # 2.

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADO OBTENIDO	LIMITES DE NORMA CONACYT	OBSERVACIONES
Sólidos Suspendidos	mg/l	307.4	60	El resultado sobrepasa el máximo permisible por norma y se considera de concentración débil en composición típica de agua residual domesticas.
Sólidos Sedimentables	mg/l	3.5	1	El resultado sobrepasa el máximo permisible por norma y se considera de concentración débil en composición típica de agua residual domesticas.
DBO ₅	mg/l	120.0	60	El resultado sobrepasa el máximo permisible por norma y se considera de concentración débil en composición típica de agua residual domesticas.
DQO	mg/l	421.3	100	El resultado sobrepasa el máximo permisible por norma y se considera de concentración débil en composición típica de agua residual domesticas.
Aceites y Grasas	mg/l	13.8	20	El resultado sobrepasa el máximo permisible por norma y se considera de concentración débil en composición típica de agua residual domesticas.

Tabla 3.2 Resultados del análisis físico - químico de muestra del alcantarillado existente

La relación entre DBO_5 / DQO, puede ser utilizada para conocer que tipo de tratamiento se dará a un agua residual.

$$\frac{DBO_5}{DQO} = \frac{120}{421.3} = 0.284$$

Esto indica que el agua residual es parcialmente tratable biológicamente.

Análisis bacteriológico

Los parámetros evaluados fueron: bacterias coliformes totales y bacterias coliformes fecales.

Las condiciones de la muestra fueron similares a las expresadas anteriormente, igualmente se presenta una tabla de resultados en la que se realiza la comparación entre lo obtenido por el análisis y los valores máximos permisibles por la norma, que nos servirá para determinar tratamiento a realizar a dichas aguas.

Los resultados del análisis se presentan en resumen en la Tabla 3.3 y en el anexo # 2.

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADO OBTENIDO	LIMITES DE NORMA CONACYT	OBSERVACIONES
Bacterias Coliformes Totales	NMP/100ml.	30×10^6	10×10^3	El resultado sobrepasa el máximo permisible por norma. Pero entran en el rango de concentración típica de aguas residuales domesticas
Bacterias Coliformes Fecales	NMP/100ml	30×10^6	2×10^3	El resultado sobrepasa el máximo permisible por norma. Pero entran en el rango de concentración típica de aguas residuales domesticas.

NMP: número más probable.

Tabla 3.3 Resultados del análisis bacteriológico de muestra del alcantarillado existente

3.7 Topografía de la zona nor – oriente del municipio de Quezaltepeque

La zona de estudio está ubicada entre la cota 409 msnm a 452 msnm, conformando la zona un relieve irregular. Se han identificado viviendas en zonas con pendientes pronunciadas. Pero en su mayoría la región central se ubica en una zona de planicie.

3.7.1 Levantamiento planimétrico

Este se ha obtenido en su mayoría de planos catastrales proporcionados por la alcaldía municipal. Debiéndose acoplar a nuestras necesidades, dándoles relevancia a las comunidades involucradas dentro del presente estudio. (Ver anexo hojas 2- 7/39)

3.7.2 Levantamiento altimétrico

Para el levantamiento altimétrico en el municipio de Quezaltepeque se hizo uso de GPS y dos Estaciones Totales y aplicando el método de radiación se obtuvieron los puntos y detalles de las calles, avenidas y pasajes.

Los planos se generaron a través de los puntos descargados de la colectora y con la ayuda del software Autocad 2007 se muestran en el anexo hojas 2-7/39.

3.7.3 Plano de ruta de la red de alcantarillado propuesto

En base a la información obtenida de los levantamientos realizados se determinó la mejor alternativa de ruta para que el sistema funcione por gravedad de manera eficiente, se presenta el plano en el anexo hojas 8/39.

3.8 Estudio hidrológico para determinación de caudal máximo

Los estudios hidrológicos dan a conocer las cantidades de agua que fluye superficialmente en un área de recogimiento determinada o cuenca, evaluando parámetros físicos de la región como: área, perímetro, pendiente, elevación etc. En la ingeniería civil dichos estudios sirven como herramienta para el desarrollo de obras civiles, que pueden ser en términos generales puentes, cajas, bóvedas y obras de paso, siendo esta última de nuestro interés en específico. Se requiere la estimación del caudal máximo para un periodo de retorno dado, el cual permitirá determinar la sección hidráulica de la estructura para garantizar que el caudal estimado cruce a través de ella y no falle o evitarnos sobre diseñar la misma.

En El Salvador, las crecidas de los ríos y quebradas ocurren durante la estación lluviosa entre el 21 de mayo y el 16 de octubre de cada año (150 días), algunas veces las crecidas en los ríos y quebradas ocasionan una serie de daños materiales con las inundaciones.

La finalidad de nuestro estudio consiste en determinar el caudal máximo para cinco afluentes del Rio Sucio, en el municipio de Quezaltepeque, departamento de la Libertad. Por los cuales cruzarán tuberías de aguas residuales. Siendo denominados en este estudio como:

Cuenca 1: Cuyo punto de interés se encuentra en la Quebrada Santa Lucia, la cual se ha dividido en cuatro Subcuencas.

Subcuenta 1, 2 y 5: Cuyos puntos de interés se encuentran en la Quebrada Los Obrajes.

Subcuenta 3: Cuyo punto de interés se encuentra en la Quebrada El Guitarrín.

Subcuenta 4: El punto de interés se encuentra en la Quebrada Las Lajas.

La crecida máxima es uno de los factores necesarios para proceder a la realización de un estudio hidráulico, con el fin de obtener el tirante máximo para con este dimensionar en nuestro caso, obras de paso que conducirán y protegerán la tubería de aguas residuales de origen domestico, de las colonias San Lucas y Santa Lucia y lotificaciones Santa Rosa, El Bosque y San Francisco, ubicadas en la zona nor - oriente del casco urbano del municipio de Quezaltepeque, que serán beneficiadas con la introducción del sistema de alcantarillado sanitario.

Por lo que a continuación se presentan los resultados de estudios hidrológicos para cada cuenca y subcuenca, en los que se dará una explicación teórica breve de cada componente, para posteriormente presentar el estudio hidráulico para cada cuenca y subcuenca.

3.8.1 Desarrollo de estudios hidrológicos para cuencas 1 y subcuencas 1- 5 en puntos de interés de quebradas

3.8.1.1 Características físicas de la cuenca

1. **Área de la cuenca**
2. **Longitud del cauce más largo**
3. **Perímetro de la cuenca**

Para la determinación de las características mencionadas anteriormente, se ha contado con cuadrantes digitales de curvas de nivel a cada 10 m. En los que se encuentra el municipio y área en estudio.

En primer lugar se realizó la digitalización de la cuenca 1 y subcuencas 1- 4:

- **Cuenca 1:** Punto de interés se encuentra en la quebrada Santa Lucia. La cual se ha dividido en cuatro subcuencas debido a nuestras necesidades.
- **Subcuenca 1, 2 y 5:** Puntos de interés se encuentran en la quebrada Los Obrajes.
- **Subcuenca 3:** Punto de interés se encuentra en la quebrada El Guitarrín.
- **Subcuenca 4:** El punto de interés se encuentra en la quebrada Las Lajas.

Ya habiendo ubicado en los cuadrantes los puntos de interés para nuestro estudio, haciendo uso del programa Autocad 2007, se podrá obtener el área, longitud del cauce más largo y el perímetro de dicha cuenca y subcuencas.

Resultados obtenidos**Cuenca 1: *Quebrada Santa Lucia***

Área:	A = 22.331 Km²
Longitud del cauce más largo:	Lc = 10.71 Km
Perímetro:	P = 29.85 Km

Subcuenca 1: *Quebrada Los Obrajes*

Área:	A = 0.992 Km²
Longitud del cauce más largo:	Lc = 0.824 Km
Perímetro:	P = 3.861 Km

Subcuenca 2: *Quebrada Los Obrajes*

Área:	A = 1.297 Km²
Longitud del cauce más largo:	Lc = 1.312 Km
Perímetro:	P = 4.816 Km

Subcuenca 3: *Quebrada El Guitarrín*

Área:	A = 1.776 Km²
Longitud del cauce más largo:	Lc = 0.766 Km
Perímetro:	P = 7.623 Km

Subcuenca 4: Quebrada Las Lajas

Área:	A = 1.033 Km²
Longitud del cauce más largo:	Lc = 0.564Km
Perímetro:	P = 5.121Km

Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes

Área:	A = 1.127 Km²
Longitud del cauce más largo:	Lc = 0.985 Km
Perímetro:	P = 4.254 Km

4. Densidad de corriente para cuencas

Definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área. Se calcula con la siguiente fórmula, previamente habiendo determinado el número de corrientes y el área de cuenca de los planos.

$$D_s = (N_s)/A \text{ (corriente/Km}^2\text{)}$$

Donde:

N_s = Número de las corrientes e intermitentes

A = área total de la cuenca en Km²

Resultados obtenidos**Cuenca 1: *Quebrada Santa Lucia***

$$Ds = 21/22.331 \text{ (Corriente/Km}^2\text{)}$$

$$Ds = 0.9403 \text{ (Corriente/Km}^2\text{)}$$

Subcuenca 1: *Quebrada Los Obrajes*

$$Ds = 1.008 \text{ (Corriente/Km}^2\text{)}$$

Subcuenca 2: *Quebrada Los Obrajes*

$$Ds = 0.770 \text{ (Corriente/Km}^2\text{)}$$

Subcuenca 3: *Quebrada El Guitarrín*

$$Ds = 0.562 \text{ (Corriente/Km}^2\text{)}$$

Subcuenca 4: *Quebrada Las Lajas*

$$Ds = 0.967 \text{ (Corriente/Km}^2\text{)}$$

Subcuenca 5: *Quebrada Los Obrajes*

$$Ds = 0.887 \text{ (Corriente/Km}^2\text{)}$$

Las densidades de corriente obtenidas son pequeñas, en los seis casos, dichos resultados se observan en suelos resistentes a la erosión o muy permeables.

A la vez se puede determinar que se encuentran bajamente bisectadas, es decir, que responden de una manera lenta a una tormenta.

5. Elevación media (Em)

La elevación media de una cuenca es un factor que afecta la temperatura y la precipitación, pues la variación de la temperatura va a influir en la variación de pérdidas de agua por evaporación.

Esta puede ser determinada a través del estudio de la variación de la elevación de los varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar esta variación puede ser indicada por medio de diferentes métodos.

Para la determinación de la elevación media, utilizaremos los métodos curva hipsométrica e hipsométrica analítica.

Para el método de **Curva Hipsométrica**, se tomará un intervalo de curvas de nivel a cada 100 m para la cuenca 1 y de 10 m para las subcuencas, se calculará el área entre dichas curvas por medio del programa Autocad 2007, de las cuales se determinará un porcentaje del área total; estos porcentajes serán acumulados partiendo de las áreas parciales resultantes entre las curvas de mayor valor hacia las curvas de menor elevación (ver Tabla 3.4). Luego estos datos son graficados (ver Figura 3.4), en el eje de las abscisas los porcentajes de áreas acumuladas y en el eje de las ordenadas la elevación media entre curvas. La elevación media correspondiente al 50% de áreas acumuladas es el valor buscado.

Para el método de **Hipsométrica Analítica**, se determinarán las elevaciones medias pertenecientes a los intervalos de elevaciones especificadas, posteriormente se obtendrán las áreas entre curvas de cada (ver Tabla 3.4), para finalmente utilizar la formula que se presenta a continuación, que nos dará como resultado la elevación media de la cuenca y subcuencas.

$$Em = \frac{\text{elevación media} \times \text{área entre curvas}}{\text{área total}}$$

Resultados obtenidos

Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia

Intervalo de Elevación	Elevación Media (msnm)	Área entre curvas (Km ²)	Área Acumulada (Km ²)	% De Área	% Del Área Acumulada	Elevación Media * Área entre curvas
1560-1450	1505	0.202	0.202	0.91	0.91	304.172
1450-1350	1400	0.651	0.853	2.92	3.82	911.481
1350-1250	1300	0.424	1.278	1.90	5.72	551.810
1250-1150	1200	0.320	1.598	1.43	7.16	384.498
1150-1050	1100	0.427	2.025	1.91	9.07	469.303
1050-950	1000	0.582	2.606	2.60	11.67	581.591
950-850	900	0.824	3.431	3.69	15.36	741.960
850-750	800	1.139	4.570	5.10	20.46	911.309
750-650	700	1.352	5.922	6.06	26.52	946.617
650-550	600	2.824	8.746	12.65	39.17	1694.546
550-450	500	8.133	16.879	36.42	75.59	4066.533
450-380	415	5.451	22.330	24.41	100.00	2262.161
Σ						13825.982

Tabla 3.4 Cálculo para la determinación de E_m

➤ Método de curva hipsométrica

CURVA HIPSONOMETRICA DE QUEBRADA SANTA LUCIA

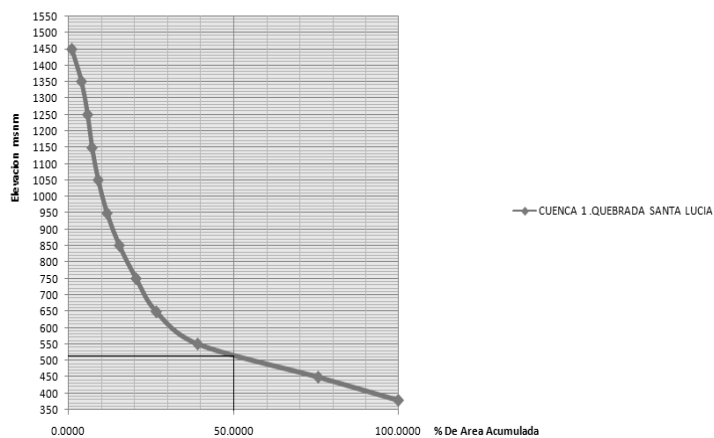


Figura 3.4 Curva hipsométrica quebrada Santa Lucia

Em (elevación media) que pertenece al 50% de área acumulada por medio de curva hipsométrica es de: 510 msnm.

➤ **Hipsométrica analítica**

$$Em = \frac{13825.982}{22.330} = 619.154 \text{ msnm}$$

Existe una diferencia de 109.154 entre los resultados obtenidos por los métodos anteriores; entonces se tomará el mayor valor por considerarse el más representativo es decir: **619.154 msnm**.

Ya que el procedimiento para la determinación de la elevación media es similar para todos, se presentarán solamente los resultados de los cálculos para las subcuencas.

Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes

➤ **Método de curva hipsométrica**

Em (elevación media) que pertenece al 50% de área acumulada por medio de curva hipsométrica es de: 449 msnm.

➤ **Hipsométrica analítica**

$$Em = \frac{447.255}{0.992} = 451.008 \text{ msnm}$$

Existe una diferencia de 2.008, entre los resultados obtenidos por los métodos anteriores; entonces se tomará el mayor valor por considerarse el más representativo es decir: **451.008 msnm**.

Subcuenca 2: *Quebrada Los Obrajes*

➤ **Método de curva hipsométrica**

Em (elevación media) que pertenece al 50% de área acumulada por medio de curva hipsométrica es de: 440 msnm.

➤ **Hipsométrica analítica**

$$Em = \frac{574.999}{1.296} = 443.733 \text{ msnm}$$

Existe una diferencia de 3.733 entre los resultados obtenidos por los métodos anteriores; entonces se tomará el mayor valor por considerarse el más representativo es decir: **443.733 msnm**.

Subcuenca 3: *Quebrada El Guitarrín*

➤ **Método de curva hipsométrica**

Em (elevación media) que pertenece al 50% de área acumulada por medio de curva hipsométrica es de: 480 msnm.

➤ **Hipsométrica analítica**

$$Em = \frac{864.002}{1.777} = 486.205 \text{ msnm}$$

Existe una diferencia de 6.205 entre los resultados obtenidos por los métodos anteriores; entonces se tomará el mayor valor por considerarse el más representativo es decir **486.205 msnm**.

Subcuenca 4: Quebrada Las Lajas

➤ **Método de curva hipsométrica**

Em (elevación media) que pertenece al 50% de área acumulada por medio de curva hipsométrica es de: **425 msnm.**

➤ **Hipsométrica analítica**

$$Em = \frac{439.357}{1.033} = 425.128 \text{ msnm}$$

Existe una diferencia de 0.128 entre los resultados obtenidos por los métodos anteriores; entonces se tomará el mayor valor por considerarse el más representativo es decir: **425.128 msnm.**

Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes

➤ **Método de curva hipsométrica**

Em (Elevación Media) que pertenece al 50% de área acumulada por medio de curva hipsométrica es de: **449 msnm.**

➤ **Hipsométrica analítica**

$$Em = \frac{505.125}{1.127} = 448.313 \text{ msnm}$$

Existe una diferencia de 0.687, entre los resultados obtenidos por los métodos anteriores; entonces se tomará el mayor valor por considerarse el más representativo es decir: **449 msnm.**

6. Pendiente Media

Esta característica controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta por lo tanto el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los lechos fluviales que constituyen la red de la cuenca.

Uno de los métodos para determinarla es el de la pendiente ponderada y tiene como punto de partida sus curvas de nivel. Es decir que midiendo la longitud total de todas las curvas de nivel, el área de drenaje de la cuenca y la diferencia consecutiva de cota entre curvas de nivel, se puede encontrar la pendiente ponderada de una cuenca determinada.

$$S = \frac{D \times L_e}{A}$$

Donde:

S = pendiente media de toda la cuenca

L_e = longitud total de todas las curvas de nivel dentro de cuenca en Km

D = intervalo entre dos curvas de nivel consecutivas en km

A = área total de la cuenca en Km²

Resultados obtenidos**Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia**

Elevación	Longitud m	Elevación	Longitud m	Elevación	Longitud m	Elevación	Longitud m	Elevación	Longitud m
380	1468.16	630	2981.20	880	1906.37	1130	1113.13	1380	1133.20
390	3764.85	640	2704.91	890	1917.87	1140	1117.22	1390	1035.09
400	4366.65	650	2698.76	900	1564.96	1150	1147.52	1400	1116.54
410	4600.23	660	2635.17	910	1467.98	1160	1102.20	1420	971.48
420	5742.67	670	2044.89	920	1631.41	1170	1284.51	1420	816.20
430	7297.86	680	1964.89	930	1590.75	1180	1340.08	1430	828.45
440	7596.79	690	1899.36	940	1440.45	1190	1121.82	1440	771.00
450	8960.20	700	1951.84	950	1554.50	1200	1050.16	1450	719.27
460	8984.25	710	1798.09	960	1502.17	1210	1095.05	1460	811.24
470	8106.05	720	1786.00	970	1387.45	1220	1043.31	1470	745.18
480	8174.74	730	1820.78	980	1444.17	1230	1065.93	1480	700.05
490	7619.35	740	1880.77	990	1456.71	1240	1038.46	1490	584.99
500	7513.73	750	1938.29	1000	1523.34	1250	1004.17	1500	518.74
510	8451.19	760	1999.00	1010	1184.72	1260	1143.01	1510	442.95
520	8859.47	770	2253.19	1020	1183.09	1270	1098.49	1520	314.12
530	8603.72	780	2244.43	1030	1157.48	1280	1052.10	1530	224.77
540	7632.01	790	2388.33	1040	1013.20	1290	1083.95	1540	109.21
550	7003.81	800	2198.25	1050	1076.00	1300	1119.65	1550	75.82
560	6918.49	810	2064.36	1060	1048.85	1310	1118.12	1560	10.07
570	6520.83	820	1908.08	1070	1144.67	1320	1146.83		11928.37
580	6198.32	830	1854.97	1080	1200.75	1330	1262.48		
590	5858.94	840	1875.27	1090	1173.71	1340	1240.64	Longitud Total	
600	5305.63	850	1782.42	1100	1222.23	1350	1253.36	288868.34	
610	3516.07	860	1691.54	1110	1163.93	1360	1259.61	288.86834	Km
620	2971.21	870	1944.72	1120	1151.59	1370	1185.09		
	162035.22		52309.511		34108.35		28486.89		

Tabla 3.5 Longitudes de curva de nivel dentro de la cuenca 1

$$S = \frac{288.86 \times 0.01}{22.31} = 0.129 \times 100 = \mathbf{12.94 \%}$$

Ya que el procedimiento para la determinación de la pendiente media es similar, se presentarán solamente los resultados de los cálculos para las subcuencas 1 - 5.

Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes

$$S = \frac{8.7511 \times 0.01}{0.992} = 0.0882 \times 100 = \mathbf{8.82 \%}$$

Subcuenca 2: Quebrada Los Obrajes

$$S = \frac{11.214 \times 0.01}{1.297} = 0.0864 \times 100 = \mathbf{8.64 \%}$$

Subcuenca 3: Quebrada El Guitarrín

$$S = \frac{37.1491 \times 0.01}{1.776} = 0.2090 \times 100 = \mathbf{20.90 \%}$$

Subcuenca 4: Quebrada Las Lajas

$$S = \frac{71.6806 \times 0.01}{1.003} = 0.6935 \times 100 = \mathbf{69.35 \%}$$

Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes

$$S = \frac{9.8584 \times 0.01}{1.127} = 0.0874 \times 100 = \mathbf{8.74 \%}$$

3.8.1.2 Características físicas de comparación

1. Coeficiente de Gravelius ó coeficiente de compacidad (Kc)

Determina la forma de la cuenca; entre mas se acerque su valor a 1 más forma circular tendrá la cuenca y entre más se aleje a ese valor mas forma ovalada e irregular tendrá.

$$Kc = \frac{0.28 \times P}{A^{1/2}}$$

Donde:

P = perímetro de la cuenca en Km

A = área de la cuenca en Km²

Resultados obtenidos

Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia

$$Kc = \frac{0.28 \times 29.85}{22.33^{1/2}} = 1.76$$

Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes

$$Kc = \frac{0.28 \times 3.86}{0.99^{1/2}} = 1.08$$

Subcuenca 2: Quebrada Los Obrajes

$$Kc = \frac{0.28 \times 4.81}{1.29^{1/2}} = 1.18$$

Subcuenca 3: Quebrada El Guitarrín

$$K_c = \frac{0.28 \times 7.62}{1.78^{1/2}} = 1.60$$

Subcuenca 4: Quebrada Las Lajas

$$K_c = \frac{0.28 \times 5.12}{1.03^{1/2}} = 1.41$$

Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes

$$K_c = \frac{0.28 \times 4.25}{1.12^{1/2}} = 1.12$$

De lo anterior se deduce que la cuenca y subcuencas tienen forma ovalada, ya que los valores del coeficiente de compacidad son mayores de la unidad.

3.8.1.3 Determinación del caudal máximo**1. Métodos para determinar el caudal máximo**

Existen muchas maneras de obtener el caudal máximo de una avenida, pero resulta inconveniente mencionar uno en especial o de mayor importancia; ya que ninguno de los métodos que existen ha sido adoptado como único o más preciso.

El fenómeno de las crecidas²⁵ es muy complejo y depende de muchas variables. Debido a esta complejidad resulta recomendable el estudio del problema por los siguientes métodos:

²⁵ Crecidas: Las crecientes son eventos extraordinarios que se presentan en los cauces de las corrientes naturales durante las cuales las magnitudes de los caudales superan con creces los valores medios que son normales en dichas corrientes.

- Métodos directos
- Métodos empíricos
- Métodos estadísticos
- Métodos hidrometeorológicos

Para nuestro caso utilizaremos el método hidrometeorológico, por que permite analizar datos de lluvia y algunas características físicas de las cuencas.

Los métodos hidrometeorológicos se aplican cuando se dispone de datos de frecuencia de lluvias (formula racional) o bien cuando se dispone de datos de frecuencia de lluvias y de avenidas (método del hidrograma unitario) y el método de las isocronas que no es más que la ampliación de la formula racional.

Por lo tanto el método para la obtención del caudal máximo será el de la ecuación o formula racional, expresada de la siguiente manera:

$$Q=16.67CIA$$

Donde:

Q = está dado en m^3/s

I = en mm/min

C = es un coeficiente adimensional

A = el área en Km^2

2. Tiempo de concentración

Se define como el tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca. En función de varias características de la cuenca, se determina el tiempo de concentración (T_c) utilizando la ecuación siguiente:

$$T_c = \frac{\overline{Ac} + 1.5 L_c}{0.8 \overline{Em}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (Hrs)

Ac = Área de la cuenca (Km^2)

L_c = Longitud del cauce más largo (Km)

Em = Elevación media (msnm)

Resultados obtenidos

Cuenca 1: Cuenca de Quebrada Santa Lucia

Datos: $Ac = 22.33$ (Km^2)

$L_c = 10.71$ (Km)

$Em = 619.15$ (msnm)

$T_c = 0.9830$ h

$T_c = 58.98$ min

Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes

$$T_c = 0.1236 \text{ h}$$

$$T_c = 7.42 \text{ min}$$

Subcuenca 2: Quebrada Los Obrajes

$$T_c = 0.1735 \text{ h}$$

$$T_c = 10.42 \text{ min}$$

Subcuenca 3: Quebrada El Guitarrín

$$T_c = 0.1332 \text{ h}$$

$$T_c = 7.95 \text{ min}$$

SUBCUENCA 4: Quebrada Las Lajas

$$T_c = 0.1063 \text{ hrs}$$

$$T_c = 6.38 \text{ min}$$

SUBCUENCA 5: Quebrada Los Obrajes

$$T_c = 0.1411 \text{ hrs}$$

$$T_c = 8.47 \text{ min}$$

De los resultados obtenidos se deduce que la formula racional es aplicable al cálculo de caudales, ya que, $T_c > 5 \text{ min}$.

Con estos tiempos de concentración encontrados para la cuenca y subcuencas, se definirá un rango de Intensidades para un tiempo próximo menor y mayor a los valores de tiempos de concentración obtenidos es decir:

Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia cuyo $T_c = 58.98 \text{ min}$, se selecciona un rango de intensidades entre 30 min y 90 min.

Para las subcuencas 1-5. Cuyos $T_c = 7.42, 10.42, 7.95, 6.38$ y 8.47 min, respectivamente, se seleccionará un rango de intensidades entre 5 min y 20 min.

3. Periodo de retorno

Es el número de años en que, en promedio se presenta un evento el cual es conocido como intervalo de recurrencia ó simplemente frecuencia .

Este se puede determinar, de dos maneras, la primera seria, si se cuenta con de datos de caudales máximos del rio o quebrada en estudio, se procede de la siguiente manera:

Supóngase que por definición un evento ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual a un caudal máximo X_t . El intervalo de ocurrencia t es el tiempo de ocurrencia de $X \geq X_t$.

La magnitud X_t de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media m más una desviación X_t de la variable respecto a la media así:

$$X_t = \mu + X_t \quad (\text{ecuación A})$$

Esta desviación respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar " S " y el factor de frecuencia " K_t ", es decir:

$$X_t = S \times K_t \quad (\text{ecuación B})$$

Sustituyendo la ecuación B en A, se obtiene la formula aproximada:

$$X_t = \mu + (K_t \times S)$$

Para el factor frecuencia Chow dedujo la siguiente expresión:

$$K_t = 0.7796(0.5772 + \ln(\ln(T/T-1)))$$

La segunda manera para la obtención del periodo de retorno es en función de datos en base a experiencias obtenidas en el diseño para estructuras de control de agua, tal como se muestra en la siguiente tabla:

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO
ALCANTARILLAS DE CARRETERAS Volúmenes de tráfico bajos Volúmenes de Tráfico Medios Volúmenes de Tráfico Altos	5- 10 10-25 50-100
PUNTES DE CARRETERAS Sistema Secundario Sistema Primario	10-50 50-100
AEROPUERTOS Volúmenes Bajos Volúmenes Medios Volúmenes Altos	5- 10 10-25 50-100
DIQUES En Fincas Alrededor de Ciudades	2-50 50-200
PRESAS (Amenaza Baja)* Pequeñas Medias Grandes	50-100 100+ -
PRESAS (Amenaza Alta)** Pequeñas Medias Altas	- - -

*Poca probabilidad de pérdida de vidas

** Con probabilidad de altas pérdida de vidas

Tabla 3.6 Criterios de diseño generalizado para estructuras de control de aguas²⁶

²⁶ FUENTE: Hidrología aplicada, autor Ven-Te-Chow, editorial McGraw Hill, primera edición, 1989

Ya que no se cuenta con registros de caudales máximos anuales para las quebradas de nuestro estudio, como se nos informó en El Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET). Por lo se tomará un periodo de **25 años**, que se considera un periodo término medio. Que cubre el periodo de diseño a la que se plantea tanto el sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento que se desarrollarán en este trabajo de graduación.

Para determinar cuáles son las implicaciones de seleccionar un periodo de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de cierto número de años, se obtiene el valor de R que en teoría probabilística es llamada RIESGO y su valor se calcula mediante la ecuación:

$$R=1-\left(1-\frac{1}{T}\right)^n$$

Donde:

T = periodo de retorno

n = vida útil de la estructura (años)

Para $T = 25$ años y diferentes valores de n se obtiene:

<i>n (años)</i>	<i>Riesgo (%)</i>
10	34
20	56
25	64
30	71
40	81

Tabla 3.7 Valores de R para diferentes valores de n

Las implicaciones de seleccionar un periodo de retorno de $T = 25$ años, para una obra que tiene una vida útil de 20 años, el riesgo es de 56%, es decir existe la probabilidad del 56% que la obra falle, o sea que la probabilidad de que el evento ocurra crece a medida que la vida útil se aproxima al periodo de retorno.

4. Curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF)

Para el estudio hidrológico de la cuenca y subcuencas, se obtuvieron registros de intensidades de precipitaciones máximas de lluvia de las siguientes estaciones pluviográficas, información proporcionada por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) (Ver Tablas 3.8, 3.9 y 3.10):

- **San Andrés**, Latitud; $13^{\circ}48.5'$, Longitud: $89^{\circ}24.4'$, Elevación: 460 msnm.
- **Ingenio San Francisco Aguilares**, Latitud; $13^{\circ}57.7'$, Longitud: $89^{\circ}10.1'$, Elevación: 285 msnm.
- **Aeropuerto de Ilopango**, Latitud; $13^{\circ}41.9'$, Longitud: $89^{\circ}07.1'$, Elevación: 615 msnm.

Las estaciones deben ser ubicadas, de acuerdo a sus coordenadas geográficas, en cuadrantes del área que se pretende estudiar. Para luego definir las áreas de influencia que corresponde a cada estación.

Para la determinación de estas áreas de influencia de cada estación se puede hacer uso del método de Thiessen.

El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas, será el agua de confluencia de la estación correspondiente.

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)
En mm/minuto para diferentes períodos.

ESTACION: SAN ANDRES

INDICE: L- 4

LATITUD: 13° 48.5'

LONGITUD: 89° 24.4'

ELEVACION: 460 m.s.n.m.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1953	2.00	1.74	1.39	1.28	1.04	0.75	0.58	0.42	0.34	0.31	0.26	0.19	0.14
1954	2.24	1.96	1.83	1.62	1.31	0.91	0.71	0.48	0.37	0.31	0.26	0.20	0.16
1955	2.40	2.17	2.16	1.76	1.19	1.01	0.78	0.41	0.31	0.30	0.26	0.19	0.13
1956	1.80	1.51	1.36	1.12	0.89	0.77	0.59	0.40	0.30	0.25	0.23	0.18	0.15
1957	2.58	2.13	1.99	1.84	1.43	0.96	0.73	0.54	0.42	0.36	0.32	0.24	0.19
1958	3.16	2.67	2.27	2.07	1.71	1.37	1.10	0.83	0.67	0.55	0.48	0.38	0.16
1959	2.70	2.53	2.29	1.99	1.41	1.02	0.81	0.62	0.49	0.41	0.35	0.27	0.15
1960	2.30	1.96	1.95	1.77	1.47	1.17	1.01	0.69	0.53	0.42	0.33	0.26	0.12
1961	2.48	2.04	1.63	1.36	1.11	0.76	0.57	0.37	0.34	0.33	0.31	0.28	0.23
1962	2.64	2.44	2.27	2.16	1.80	1.44	1.36	0.94	0.70	0.37	0.32	0.20	
1963	3.18	2.31	1.79	1.51	1.24	0.92	0.79	0.63	0.50	0.40	0.18	0.12	0.08
1964	2.88	2.04	1.59	1.54	1.17	0.86	0.65	0.46	0.37	0.31	0.26	0.18	0.13
1965	3.52	2.61	2.31	2.16	1.70	1.47	1.21	0.43	0.32	0.27	0.15	0.11	
1966	2.04	1.72	1.57	1.52	1.19	0.99	0.78	0.52	0.24	0.19	0.16	0.13	
1967	2.04	1.84	1.69	1.52	1.13	0.78	0.75	0.48	0.34	0.22	0.22	0.18	
1968	2.68	2.12	2.01	1.62	1.14	0.77	0.63	0.56	0.42	0.34	0.24	0.14	
1969	3.00	2.40	1.96	1.82	1.55	1.17	0.90	0.61	0.47	0.38	0.32	0.20	
1970	2.32	1.96	1.77	1.66	1.40	0.95	0.72	0.49	0.37	0.31	0.26	0.20	
1971	2.12	2.00	1.78	1.61	1.00	0.69	0.53	0.35	0.24	0.22	0.20	0.15	
1972	2.42	1.84	1.55	1.32	1.02	0.71	0.55	0.39	0.31	0.25	0.21	0.16	
1973	2.08	1.75	1.40	1.31	1.16	0.94	0.72	0.54	0.41	0.36	0.31	0.23	
1974	2.06	1.63	1.33	1.18	1.11	0.82	0.75	0.65	0.60	0.42	0.36	0.27	0.21
1975	3.94	3.40	1.84	1.88	1.54	1.47	1.22	0.89	0.62	0.53	0.53	0.41	0.35
1976	2.50	1.90	1.43	1.18	0.89	0.62	0.56	0.44	0.36	0.29	0.26	0.20	0.14
1977	3.00	2.69	2.32	1.94	1.56	1.09	0.84	0.57	0.43	0.34	0.30	0.24	0.17
1978	2.50	2.14	2.05	1.98	1.88	1.40	1.25	0.89	0.67	0.55	0.46	0.35	0.21
1979	2.84	2.34	2.11	1.68	1.18	0.97	1.00	0.94	0.75	0.65	0.52	0.40	0.28
1980	2.64	2.12	1.75	1.46	1.09	0.81	0.67	0.58	0.45	0.38	0.34	0.28	0.19
1981	2.40	1.75	1.55	1.40	1.12	0.81	0.62	0.44	0.35	0.30	0.26	0.20	0.12
1982	4.00	2.74	2.16	1.92	1.53	1.14	0.90	0.62	0.48	0.44	0.38	0.31	0.15
1983	2.36	1.68	1.37	1.10	0.86	0.61	0.47	0.32	0.29	0.22	0.15	0.11	0.10
1984	2.04	1.88	1.96	1.52	1.18	0.95	0.74	0.50	0.37	0.30	0.25	0.20	0.14
1985	1.98	1.72	1.40	1.14	0.84	0.58	0.59	0.40	0.30	0.25	0.21	0.18	0.01
PROM.	2.57	2.11	1.81	1.60	1.27	0.96	0.79	0.56	0.43	0.35	0.29	0.22	0.16
DS.	0.54	0.40	0.32	0.31	0.28	0.25	0.23	0.17	0.14	0.11	0.10	0.08	0.07
MAX.	4.00	3.40	2.32	2.16	1.88	1.47	1.36	0.94	0.75	0.65	0.53	0.41	0.35
MIN.	1.80	1.51	1.33	1.10	0.84	0.58	0.47	0.32	0.24	0.19	0.15	0.11	0.01

Tabla 3.8 Intensidad de precipitación máxima anual estación San Andrés

ESTACION: INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES
 LATITUD: 13° 57.7'
 LONGITUD: 89° 10.1' INDICE: C-8
 ELEVACION: 285 m.s.n.m.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1969	2.24	2.04	1.76	1.53	1.29	0.96	0.82	0.56	0.40	0.34	0.29	0.22	
1970	2.24	1.87	1.71	1.54	1.27	1.10	0.96	0.71	0.55	0.46	0.19	0.16	0.13
1971	1.58	1.44	1.29	1.20	0.97	0.71	0.62	0.45	0.37	0.29	0.25	0.20	0.14
1972	2.20	2.00	1.80	1.79	1.35	1.13	0.96	0.67	0.52	0.42	0.37	0.29	
1973	3.10	2.70	2.20	1.90	1.53	1.37	1.31	0.94	0.73	0.59	0.27		
1974	1.72	1.60	1.53	1.50	1.25	0.87	0.68	0.45	0.38	0.31	0.26	0.21	0.19
1975	2.74	2.44	2.41	2.29	1.87	1.51	1.31	0.91	0.27	0.28	0.20	0.14	0.08
1976	1.80	1.60	1.50	1.30	0.97	0.75	0.57	0.46	0.34	0.30	0.26	0.23	0.16
1977	2.02	1.81	1.64	1.53	1.22	0.96	0.88	0.77	0.69	0.37	0.31	0.23	0.20
1978	1.94	1.61	1.57	1.52	1.28	0.99	0.77	0.54	0.42	0.35	0.40	0.31	0.22
1979	2.68	2.05	1.80	1.60	1.24	0.94	0.76	0.52	0.42	0.32	0.27	0.20	0.19
1980	3.90	2.90	2.40	2.10	1.59	1.06	0.82	0.54	0.41	0.33	0.27	0.21	0.09
1981	2.46	1.90	1.80	1.53	1.22	1.06	0.91	0.66	0.46	0.38	0.32	0.21	0.12
1982	3.20	2.28	1.97	1.75	1.37	1.06	0.88	0.66	0.51	0.44	0.33	0.22	0.11
1983	4.08	3.11	2.59	2.23	1.25	0.99	0.79	0.53	0.40	0.32	0.26	0.12	0.10
1984	1.86	1.33	1.58	1.38	1.03	0.80	0.63	0.43	0.32	0.26	0.22	0.17	0.12
1985	3.00	2.48	2.25	1.74	1.37	0.99	0.75	0.51	0.46	0.30	0.26	0.13	0.11
PROM.	2.52	2.07	1.87	1.67	1.30	1.01	0.85	0.61	0.45	0.36	0.28	0.20	0.14
DS.	0.74	0.52	0.37	0.31	0.22	0.20	0.21	0.16	0.12	0.08	0.06	0.05	0.04
MAX.	4.08	3.11	2.59	2.23	1.59	1.06	0.91	0.66	0.51	0.44	0.33	0.22	0.12
MIN.	1.86	1.33	1.58	1.38	1.03	0.80	0.63	0.43	0.32	0.26	0.22	0.12	0.09

Tabla 3.9 Intensidad de precipitación máxima anual estación Ingenio San Francisco
Aguilares

ESTACION: AEROPUERTO DE ILOPANGO INDICE: S- 10
 LATITUD: 13° 41.9'
 LONGITUD: 89° 07.1'
 ELEVACION: 615 m.s.n.m.

ANO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1953	1.98	1.95	1.87	1.66	1.36	1.06	0.81	0.69	0.33	0.27	0.23	0.18	0.14
1954	3.00	2.10	1.56	1.53	1.11	0.78	0.66	0.45	0.34	0.24	0.21	0.17	0.10
1955	2.48	2.05	1.97	1.84	1.61	1.29	1.01	0.69	0.52	0.43	0.38	0.30	0.20
1956	2.12	2.03	2.00	1.78	1.36	1.01	0.78	0.57	0.44	0.37	0.31	0.24	0.24
1957	2.26	2.06	1.68	1.40	1.19	0.85	0.66	0.52	0.40	0.27	0.23	0.14	0.12
1958	2.38	1.89	1.65	1.43	1.16	0.84	0.68	0.49	0.38	0.32	0.27	0.21	0.14
1959	3.68	2.94	2.63	2.48	2.01	1.44	1.11	0.76	0.59	0.48	0.42	0.32	0.15
1960	2.02	2.00	1.91	1.52	1.29	0.91	0.72	0.55	0.44	0.36	0.31	0.24	0.19
1961	2.66	2.16	1.91	1.67	1.47	1.10	0.84	0.37	0.30	0.27	0.26	0.23	0.20
1962	2.58	2.25	1.97	1.62	1.41	1.08	0.85	0.59	0.46	0.38	0.32	0.24	0.17
1963	2.44	2.00	1.72	1.54	1.32	1.05	0.88	0.64	0.52	0.38	0.33	0.26	0.09
1964	2.22	2.02	1.89	1.82	1.54	1.23	0.99	0.67	0.50	0.42	0.20	0.14	
1965	3.42	2.83	2.27	1.88	1.38	0.94	0.74	0.51	0.40	0.33	0.28	0.22	
1966	2.05	2.02	1.68	1.51	1.34	0.95	0.74	0.47	0.41	0.34	0.28	0.12	
1967	3.14	1.90	1.49	1.28	1.01	0.80	0.70	0.59	0.48	0.40	0.34	0.16	0.07
1968	2.40	2.37	2.31	2.07	1.64	1.22	0.98	0.78	0.74	0.71	0.60	0.20	
1969	1.60	1.47	1.31	1.10	0.98	0.86	0.80	0.58	0.45	0.37	0.31	0.15	
1970	2.66	2.33	2.19	2.01	1.60	1.25	0.98	0.71	0.58	0.51	0.46	0.36	0.32
1971	2.74	2.37	1.97	1.54	1.47	1.08	0.82	0.57	0.44	0.37	0.32	0.25	0.04
1972	2.12	1.64	1.42	1.30	0.99	0.70	0.53	0.37	0.30	0.24	0.21	0.17	
1973	3.94	2.82	2.06	1.86	1.67	1.23	1.00	0.76	0.36	0.35	0.21	0.16	0.06
1974	2.00	1.94	1.64	1.46	1.25	0.93	0.76	0.51	0.39	0.32	0.27	0.26	0.20
1975	2.08	1.84	1.79	1.56	1.39	1.34	1.22	0.85	0.65	0.54	0.46	0.35	0.24
1976	3.46	2.43	1.81	1.48	1.11	0.83	0.71	0.54	0.46	0.37	0.31	0.24	0.19
1977	2.50	1.72	1.51	1.30	0.95	0.73	0.55	0.43	0.33	0.26	0.24	0.22	0.18
1978	2.70	1.75	1.55	1.31	1.30	0.97	0.78	0.64	0.52	0.45	0.39	0.21	0.16
1979	2.28	2.18	1.88	1.68	1.27	1.11	0.87	0.64	0.61	0.50	0.43	0.34	0.23
1980	2.22	2.12	2.09	2.06	1.61	1.10	0.84	0.58	0.47	0.40	0.34	0.26	0.17
1981	1.94	1.84	1.58	1.44	1.45	1.03	0.79	0.60	0.46	0.38	0.26	0.22	0.10
1982	2.06	1.93	1.62	1.45	1.35	1.13	0.87	0.59	0.45	0.36	0.31	0.26	0.23
1983	2.08	1.97	1.55	1.37	1.28	0.97	0.66	0.58	0.46	0.43	0.36	0.23	0.16
1985	2.48	2.21	1.93	1.64	1.57	1.12	0.86	0.57	0.43	0.34	0.30	0.17	0.06
1986	2.94	2.29	2.08	1.81	1.53	1.07	0.91	0.64	0.56	0.32	0.28	0.22	0.15
1987	2.48	1.91	1.54	1.39	1.17	0.85	0.70	0.48	0.37	0.30	0.27	0.21	0.14
1988	2.80	2.00	1.90	1.68	1.40	1.36	1.43	1.22	0.92	0.75	0.63	0.49	0.32
1989	2.60	2.10	2.19	1.99	1.74	1.35	1.05	0.71	0.57	0.46	0.40	0.31	0.21
1990	3.00	2.52	2.07	1.82	1.48	1.06	0.82	0.60	0.45	0.36	0.32	0.25	0.16
1991	2.12	1.67	1.38	1.38	1.29	0.92	0.70	0.38	0.31	0.25	0.22	0.18	0.13
1992	1.86	1.43	1.22	1.02	0.79	0.58	0.45	0.30	0.24	0.19	0.22	0.22	0.15
1993	2.10	1.25	1.04	0.91	0.76	0.69	0.57	0.39	0.31	0.26	0.22	0.16	0.12
1994	4.10	3.45	2.47	1.86	1.35	0.94	0.72	0.57	0.45	0.37	0.31	0.28	0.20
1995	2.50	2.05	1.80	1.93	1.48	1.06	0.81	0.55	0.44	0.36	0.30	0.23	0.15
1996	2.00	1.63	1.33	1.18	0.85	0.68	0.55	0.42	0.33	0.31	0.29	0.24	0.22
1997	2.90	2.40	2.13	1.87	1.58	1.40	1.15	0.78	0.59	0.47	0.39	0.29	0.20
1998	3.02	2.56	2.01	1.56	1.25	1.06	0.83	0.56	0.44	0.36	0.31	0.22	0.15
1999	2.56	2.01	1.89	1.67	1.40	1.23	1.03	0.69	0.54	0.43	0.37	0.28	0.20
2000	2.00	1.60	1.33	1.18	1.05	0.90	0.71	0.48	0.37	0.36	0.32	0.24	0.17
2001	1.80	1.25	1.12	1.00	0.83	0.65	0.49	0.34	0.26	0.22	0.19	0.14	0.09
2002	1.70	1.40	1.20	1.03	0.92	0.70	0.54	0.34	0.23	0.27	0.25	0.22	0.16
2003	2.12	1.92	1.59	1.44	1.05	0.85	0.66	0.61	0.57	0.46	0.40	0.20	0.14
2004	3.20	2.48	2.04	1.81	1.46	1.08	0.84	0.58	0.47	0.38	0.32	0.26	0.17
2005	4.92	3.56	3.04	2.78	2.29	1.64	1.24	0.87	0.70	0.57	0.54	0.42	0.30

Tabla 3.10 Intensidad de precipitación máxima anual estación Aeropuerto de Ilopango

Para la determinar la intensidad de diseño:

- Se tabularon los datos de intensidades anuales de lluvia de estaciones de los cuales se tomará un rango de los valores de duración de la lluvia de acuerdo al tiempo de concentración. Se ordenan los datos de intensidad de lluvia de cada estación, en orden de magnitud creciente. Luego calcular la probabilidad de ocurrencia en porcentaje a partir de la siguiente ecuación:

$$F = \frac{m}{n+1}$$

Donde: F = probabilidad de ocurrencia

m = posición que ocupa una determinada intensidad

n = número de datos

De acuerdo a la aplicación del método de Thiessen, las estaciones de San Andrés e Ingenio San Francisco Aguilares, cuentan con área de influencia, (ver Tablas 3.12, 3.13, 3.16 y 3.17).

- Luego se procede a graficar los datos en papel probabilístico GUMBEL.
- Posteriormente se entra al grafico con el periodo de diseño (25 años), que se encuentra en la parte superior del papel. Obteniendo para cada estación cuatro valores de intensidades de diseño, que corresponde al rango de valores de duración de la lluvia (ver Tablas 3.14 y 3.18), seguidamente estos datos se platean en papel semilogaritmico. Tabulando las intensidades de diseño para cada estación (ver Tablas 3.15, 3.19 - 3.23).

ESTACION SAN ANDRES					INDICE L- 4	
POSICION	INTENSIDADES				PROBABILIDAD DE OCURRENCIA $F = m/(n+1)$	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA $f=1-F\%$
	30	45	60	90		
1	0.84	0.58	0.47	0.32	0.029	97.1
2	0.86	0.61	0.53	0.35	0.059	94.1
3	0.89	0.62	0.55	0.37	0.088	91.2
4	0.89	0.69	0.56	0.39	0.118	88.2
5	1.00	0.71	0.57	0.40	0.147	85.3
6	1.02	0.75	0.58	0.40	0.176	82.4
7	1.04	0.76	0.59	0.41	0.206	79.4
8	1.09	0.77	0.59	0.42	0.235	76.5
9	1.11	0.77	0.62	0.43	0.265	73.5
10	1.11	0.78	0.63	0.44	0.294	70.6
11	1.12	0.81	0.65	0.44	0.324	67.6
12	1.13	0.81	0.67	0.46	0.353	64.7
13	1.14	0.82	0.71	0.48	0.382	61.8
14	1.16	0.86	0.72	0.48	0.412	58.8
15	1.17	0.91	0.72	0.49	0.441	55.9
16	1.18	0.92	0.73	0.50	0.471	52.9
17	1.18	0.94	0.74	0.52	0.500	50.0
18	1.19	0.95	0.75	0.54	0.529	47.1
19	1.19	0.95	0.75	0.54	0.559	44.1
20	1.24	0.96	0.78	0.56	0.588	41.2
21	1.31	0.97	0.78	0.57	0.618	38.2
22	1.40	0.99	0.79	0.58	0.647	35.3
23	1.41	1.01	0.81	0.61	0.676	32.4
24	1.43	1.02	0.84	0.62	0.706	29.4
25	1.47	1.09	0.90	0.62	0.735	26.5
26	1.53	1.14	0.90	0.63	0.765	23.5
27	1.54	1.17	1.00	0.65	0.794	20.6
28	1.55	1.17	1.01	0.69	0.824	17.6
29	1.56	1.37	1.10	0.83	0.853	14.7
30	1.70	1.40	1.21	0.89	0.882	11.8

Tabla 3.11 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación

San Andrés

ESTACION SAN ANDRES					INDICE L - 4	
POSICION	INTENSIDADES				PROBABILIDAD DE OCURRENCIA F =m/(n+1)	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA f=1-F%
	30	45	60	90		
31	1.71	1.44	1.22	0.89	0.912	8.8
32	1.80	1.47	1.25	0.94	0.941	5.9
33	1.88	1.47	1.36	0.94	0.971	2.9

Tabla 3.12 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación
San Andrés

ESTACION INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES					INDICE C-8	
POSICION	INTENSIDADES				PROBABILIDAD DE OCURRENCIA F =m/(n+1)	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA f=1-F%
	30	45	60	90		
1	0.97	0.71	0.57	0.43	0.056	94.4
2	0.97	0.75	0.62	0.45	0.111	88.9
3	1.03	0.80	0.63	0.45	0.167	83.3
4	1.22	0.87	0.68	0.46	0.222	77.8
5	1.22	0.94	0.75	0.51	0.278	72.2
6	1.24	0.96	0.76	0.52	0.333	66.7
7	1.25	0.96	0.77	0.53	0.389	61.1
8	1.25	0.99	0.79	0.54	0.444	55.6
9	1.27	0.99	0.82	0.54	0.500	50.0
10	1.28	0.99	0.82	0.56	0.556	44.4
11	1.29	1.06	0.88	0.66	0.611	38.9
12	1.35	1.06	0.88	0.66	0.667	33.3
13	1.37	1.06	0.91	0.67	0.722	27.8
14	1.37	1.10	0.96	0.71	0.778	22.2
15	1.53	1.13	0.96	0.77	0.833	16.7
16	1.59	1.37	1.31	0.91	0.889	11.1
17	1.87	1.51	1.31	0.94	0.944	5.6

Tabla 3.13 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación
Ingenio San Francisco Aguilares

<i>ESTACION</i>	<i>DURACION</i>	<i>INTENSIDAD(MM/MIN)</i>
SAN ANDRES	30	1.83
	45	1.45
	60	1.27
	90	0.9
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	30	1.75
	45	1.43
	60	1.30
	90	1.00

Tabla 3.14 Datos de intensidad de diseño (periodo de retorno 25 años)

Para cada estación (Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia, Tc =58.98 min)

<i>ESTACION</i>	<i>INTENSIDAD(MM/MIN)</i>
SAN ANDRES	1.30
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	1.32

Tabla 3.15 Intensidades de diseño Cuenca 1

ESTACION SAN ANDRES					INDICE L-4	
POSICION	INTENSIDADES				PROBABILIDAD DE OCURRENCIA F =m/(n+1)	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA f=1-F%
	5	10	15	20		
1	1.8	1.51	1.33	1.10	0.029	97.1
2	1.98	1.63	1.36	1.12	0.059	94.1
3	2.00	1.68	1.37	1.14	0.088	91.2
4	2.04	1.72	1.39	1.18	0.118	88.2
5	2.04	1.72	1.40	1.18	0.147	85.3
6	2.04	1.74	1.40	1.28	0.176	82.4
7	2.06	1.75	1.43	1.31	0.206	79.4
8	2.08	1.75	1.55	1.32	0.235	76.5
9	2.12	1.84	1.55	1.36	0.265	73.5
10	2.24	1.84	1.57	1.40	0.294	70.6
11	2.30	1.88	1.59	1.46	0.324	67.6
12	2.32	1.90	1.63	1.51	0.353	64.7
13	2.36	1.96	1.69	1.52	0.382	61.8
14	2.40	1.96	1.75	1.52	0.412	58.8
15	2.40	1.96	1.77	1.52	0.441	55.9
16	2.42	2.00	1.78	1.54	0.471	52.9
17	2.48	2.04	1.79	1.61	0.500	50.0
18	2.50	2.04	1.83	1.62	0.529	47.1
19	2.50	2.12	1.84	1.62	0.559	44.1
20	2.58	2.12	1.95	1.66	0.588	41.2
21	2.64	2.13	1.96	1.68	0.618	38.2
22	2.64	2.14	1.96	1.76	0.647	35.3
23	2.68	2.17	1.99	1.77	0.676	32.4
24	2.70	2.31	2.01	1.82	0.706	29.4
25	2.84	2.34	2.05	1.84	0.735	26.5
26	2.88	2.4	2.11	1.88	0.765	23.5
27	3.00	2.44	2.16	1.92	0.794	20.6
28	3.00	2.53	2.16	1.94	0.824	17.6
29	3.16	2.61	2.27	1.98	0.853	14.7
30	3.18	2.67	2.27	1.99	0.882	11.8
31	3.52	2.69	2.29	2.07	0.912	8.8
32	3.94	2.74	2.31	2.16	0.941	5.9
33	4.00	3.4	2.32	2.16	0.971	2.9

Tabla 3.16 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación
San Andrés

ESTACION INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES					INDICE C-8	
POSICION	INTENSIDADES				PROBABILIDAD DE OCURRENCIA F =m/(n+1)	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA f=1-F%
	5	10	15	20		
1	1.58	1.33	1.29	1.20	0.056	94.4
2	1.72	1.44	1.50	1.30	0.111	88.9
3	1.80	1.60	1.53	1.38	0.167	83.3
4	1.86	1.60	1.57	1.50	0.222	77.8
5	1.94	1.61	1.58	1.52	0.278	72.2
6	2.02	1.81	1.64	1.53	0.333	66.7
7	2.20	1.87	1.71	1.53	0.389	61.1
8	2.24	1.90	1.76	1.53	0.444	55.6
9	2.24	2.00	1.80	1.54	0.500	50.0
10	2.46	2.04	1.80	1.60	0.556	44.4
11	2.68	2.05	1.80	1.74	0.611	38.9
12	2.74	2.28	1.97	1.75	0.667	33.3
13	3.00	2.44	2.20	1.79	0.722	27.8
14	3.10	2.48	2.25	1.90	0.778	22.2
15	3.20	2.70	2.40	2.10	0.833	16.7
16	3.90	2.90	2.41	2.23	0.889	11.1
17	4.08	3.11	2.59	2.29	0.944	5.6

Tabla 3.17 Cálculo de probabilidades de los registros de intensidades de la estación Ingenio San Francisco Aguilares

ESTACION	DURACION	INTENSIDAD(MM/MIN)
SAN ANDRES	5	3.65
	10	3.10
	15	2.65
	20	2.40
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	5	4.30
	10	3.60
	15	2.95
	20	2.65

Tabla 3.18 Datos de intensidad de diseño (periodo de retorno 25 años)

Para cada estación (Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes, $T_c = 7.42$ min)

<i>ESTACION</i>	<i>INTENSIDAD(MM/MIN)</i>
SAN ANDRES	3.39
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	3.95

Tabla 3.19 Intensidades de diseño Subcuenca 1

Para cada estación (Subcuenca 2: Quebrada Los Obrajes, $T_c = 10.42$ min)

<i>ESTACION</i>	<i>INTENSIDAD(MM/MIN)</i>
SAN ANDRES	2.75
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	3.05

Tabla 3.20 Intensidades de diseño Subcuenca 2

Para cada estación (Subcuenca 3: Quebrada El Guitarrín $T_c = 7.95$ Min)

<i>ESTACION</i>	<i>INTENSIDAD(MM/MIN)</i>
SAN ANDRES	3.31
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	3.85

Tabla 3.21 Intensidades de diseño Subcuenca 3

Para cada estación (Subcuenca 4: Quebrada Las Lajas $T_c = 6.38$ min)

<i>ESTACION</i>	<i>INTENSIDAD(MM/MIN)</i>
SAN ANDRES	3.50
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	4.08

Tabla 3.22 Intensidades de diseño Subcuenca 4

Para cada estación (Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes, $T_c = 8.47$ min)

<i>ESTACION</i>	<i>INTENSIDAD(MM/MIN)</i>
SAN ANDRES	3.28
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	3.8

Tabla 3.23 Intensidades de diseño Subcuenca 5

5. Coeficiente de escorrentía

Coeficiente de escorrentía se entiende como la relación entre la lluvia escurrida y la lluvia caída, la que se determina por medio del nomograma de Ven Te Chow. En el cual el coeficiente de escorrentía está en función de de tres variables: tipo de suelo, cobertura vegetal y pendiente del terreno, para determinarlo es necesario:

- Identificar las condiciones del tipo de terreno contenido en el área de la cuenca en estudio, que están definidas en función de la permeabilidad del mismo, estas se determinarán en base a un mapa geológico de la región.
- Identificar la cobertura vegetal que se encuentra presente en el área de la cuenca, haciendo uso del Mapa de Suelos y Vegetación Natural de Ecosistemas Terrestres y Acuáticos, a nivel nacional a escala 1:50000, elaborado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Determinar la pendiente del terreno, haciendo la diferencia de elevaciones entre la longitud del punto de mayor elevación al de menor elevación.

Resultados obtenidos

Información general de las cuencas y subcuencas:

GEOLOGIA:

Materiales de la era CUATERNARIA que se clasifica como permeable, ya que es la más reciente, con las formaciones de San Salvador y Cuscatlán, también se encuentran materiales de la era TERCIARIA, que se clasifica como semipermeable de formación Bálsamo.

COBERTURA VEGETAL Y USO DE SUELOS:

Se encontraron zonas de cultivos permanentes, zonas de cultivos o mezcla sistemas productivos y área de urbanizada.

Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia

La cuenca 1, se dividió en 13 zonas, al superponer los sectores de los diferentes estratos del mapa geológico (permeables y semipermeables), cobertura vegetal y uso de suelos, su respectiva intensidad de diseño correspondiente al área de influencia obtenida mediante el trazado del polígono de Thiessen.

Se calculó su respectiva pendiente y área, con dicha pendiente se entró al nomograma de Ven Te Chow, con una línea horizontal (de izquierda a derecha), la cual debe cortar la línea de cobertura vegetal, luego se traza una línea vertical hacia arriba, donde se leerá el valor de C, (ver Tabla 3.24).

ZONA	GEOLOGIA	VEGETACION	PENDIENTE%	C	AREA(Km ²)
Z1	Semipermeable	4	2.34	0.32	0.084
Z2	Semipermeable	3	2.32	0.31	0.708
Z3	Permeable	3	3.42	0.19	1.704
Z4	Permeable	4	16.35	0.19	0.824
Z5	Permeable	4	7.72	0.17	7.759
Z6	Semipermeable	1	2.19	0.53	0.226
Z7	Permeable	1	2.91	0.38	1.113
Z8	Permeable	1	2.82	0.35	0.344
Z9	Permeable	4	3.76	0.14	0.312
Z10	Permeable	4	3.42	0.13	0.490
Z11	Permeable	4	13.24	0.18	7.881
Z12	Permeable	4	18.97	0.2	1.245
Z13	Permeable	4	20.17	0.22	0.129

Tabla 3.24 Valores de coeficiente de escorrentía de cuenca 1

Subcuencas

Debido a que el procedimiento es similar al de la cuenca 1, para las subcuencas se obviarán las tablas y se explica su contenido.

No 1: Quebrada Los Obrajes

Se dividió en 2 zonas, al superponer los sectores de los diferentes estratos del mapa geológico (permeable), cobertura vegetal y uso de suelos, su respectiva intensidad de diseño correspondiente al área de influencia obtenida mediante el trazado del polígono de Thiessen.

No 2: Quebrada Los Obrajes

Se dividió en 4 zonas, al superponer los sectores de los diferentes estratos del mapa geológico (permeable), cobertura vegetal y uso de suelos, su respectiva intensidad de diseño correspondiente al área de influencia obtenida mediante el trazado del polígono de Thiessen.

No 3: Quebrada El Guitarrín

Se dividió en 4 zonas, al superponer los sectores de los diferentes estratos del mapa geológico (permeable), cobertura vegetal y uso de suelos, su respectiva intensidad de diseño correspondiente al área de influencia obtenida mediante el trazado del polígono de Thiessen.

No 4: Quebrada Las Lajas

Se dividió en 4 zonas, al superponer los sectores de los diferentes estratos del mapa geológico (permeable y semipermeable), cobertura vegetal y uso de suelos, su respectiva intensidad de diseño correspondiente al área de influencia obtenida mediante el trazado del polígono de Thiessen.

No 5: Quebrada Los Obrajes

Se dividió en 3 zonas, al superponer los sectores de los diferentes estratos del mapa geológico (permeable), cobertura vegetal y uso de suelos, su respectiva intensidad de diseño correspondiente al área de influencia obtenida mediante el trazado del polígono de Thiessen.

A cada una de las subcuencas 1- 5, se les calculó sus respectivas pendientes y áreas, con dichas pendientes se entra al nomograma de Ven Te Chow. Con una línea horizontal (de izquierda a derecha), la cual debe cortar la línea de cobertura vegetal, luego se traza una línea vertical hacia arriba, donde se leerá los valores de C.

6. Calculo de caudales máximos

Se procede a determinar las áreas que se suponen tienen diferentes coeficientes de escorrentía e intensidades de diseño, debido a las zonas de influencia de cada estación pluviográficas. Para el cálculo de los caudales máximos se utilizara la ecuación $Q=16.67 CIA$. (Ver Tablas 3.25 - 3.30).

ESTACION	ZONA	COEFICIENTE C	AREA(Km ²)	INTENSIDAD (I)	CAUDAL
SAN ANDRES	Z1A	0.32	0.08	1.3	0.034
	Z2A	0.31	0.70	1.3	0.284
	Z3B	0.19	0.59	1.3	0.146
	Z5B	0.17	6.80	1.3	1.503
	Z6	0.53	0.23	1.3	0.155
	Z7	0.38	1.11	1.3	0.550
	Z8A	0.35	0.26	1.3	0.120
	Z8B	0.35	0.03	1.3	0.012
	Z8C	0.35	0.06	1.3	0.025
	Z9A	0.14	0.21	1.3	0.038
	Z9B	0.14	0.03	1.3	0.005
	Z9C	0.14	0.08	1.3	0.014
	Z10	0.13	0.49	1.3	0.083
	Z11	0.18	7.88	1.3	1.844
	Z12	0.2	1.25	1.3	0.324
	Z13	0.22	0.13	1.3	0.037
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	Z1B	0.32	0.00	1.32	0.001
	Z2B	0.31	0.00	1.32	0.002
	Z3A	0.19	1.11	1.32	0.279
	Z4	0.19	0.82	1.32	0.207
	Z5A	0.17	0.96	1.32	0.215
					5.876

Tabla 3.25 Caudal máximo (Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia)

Caudal máximo

$$Q = 16.67 * 5.876 = 97.953 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

ESTACION	ZONA	COEFICIENTE C	AREA (Km ²)	INTENSIDAD (I)	CAUDAL
SAN ANDRES	z2b	0.15	0.508	3.39	0.259
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	z1	0.19	0.021	3.95	0.016
	z2a	0.15	0.463	3.95	0.274
					0.548

Tabla 3.26 Caudal máximo (Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes)

Caudal máximo

$$Q = 16.67 * 0.548 = 9.135 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

ESTACION	ZONA	COEFICIENTE C	AREA(Km ²)	INTENSIDAD (l)	CAUDAL	
SAN ANDRES	z1a	0.21	0.0034	2.75	0.002	
	z2b	0.145	0.7876	2.75	0.314	
	z3	0.15	0.0208	2.75	0.009	
	z4	0.35	0.0018	2.75	0.002	
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	z1b	0.21	0.0210	3.05	0.013	
	z2a	0.145	0.4626	3.05	0.205	
					Σ	0.544

Tabla 3.27 Caudal máximo (Subcuenca 2: Quebrada Los Obrajes)

Caudal máximo

$$Q = 16.67 * 0.544 = 9.068 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

ESTACION	ZONA	COEFICIENTE C	AREA (Km ²)	INTENSIDAD (l)	CAUDAL
SAN ANDRES	z1a	0.2	0.281	3.31	0.186
	z4	0.13	0.010	3.31	0.004
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	z1b	0.2	0.373	3.85	0.287
	z2	0.21	0.634	3.85	0.513
	z3	0.16	0.479	3.85	0.295
					1.286

Tabla 3.28 Caudal máximo (Subcuenca 3: Quebrada El Guitarrín)

Caudal máximo

$$Q = 16.67 * 1.286 = 21.438 \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

ESTACION	ZONA	COEFICIENTE C	AREA (Km ²)	INTENSIDAD (l)	CAUDAL
SAN ANDRES	z1a	0.4	0.074	3.50	0.104
	z2a	0.2	0.043	3.50	0.030
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	z1b	0.4	0.004	4.08	0.007
	z2b	0.2	0.718	4.08	0.586
	z3	0.18	0.190	4.08	0.139
	z4	0.16	0.015	4.08	0.010
					0.876

Tabla 3.29 Caudal máximo (Subcuenca 4: Quebrada Las Lajas)

Caudal máximo

$$Q = 16.67 * 0.876 = 14.603 \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

ESTACION	ZONA	COEFICIENTE C	AREA (Km ²)	INTENCIDAD (l)	CAUDAL
SAN ANDRES	z2b	0.15	0.643	3.28	0.3166
INGENIO SAN FRANCISCO AGUILARES	z1	0.19	0.021	3.8	0.0152
	z2a	0.15	0.463	3.8	0.2637
	z3	0.35	0.0001	3.8	0.0002
					0.596

Tabla 3.30 Caudal máximo (Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes)

Caudal máximo

$$Q = 16.67 * 0.596 = 9.928 \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

3.9 Estudio hidráulico para la determinación de tirante máximo

El estudio hidráulico, sirve para determinar el nivel de aguas máximas en el punto de interés y el área hidráulica más eficiente, con el fin de obtener el dimensionamiento hidráulico o pre - dimensionamiento de una obra de paso.

Dicho estudio determina el factor geométrico calculado a partir de las dimensiones de la sección en el punto de interés, con el factor hidráulico calculado en base al caudal de la cuenca, la rugosidad del cauce y la pendiente del río o quebrada. La fórmula que relaciona estos parámetros es la siguiente:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A_H \times R_H^{2/3}$$

FACTOR HIDRAULICO = FACTOR GEOMETRICO

Donde:

Q= caudal de la máximo de la cuenca (m³/seg)

S = pendiente del río o quebrada

n = coeficiente de rugosidad conocido como "n" de Manning

R_H = radio hidráulico (m)

A_H = area hidráulica (m²)

P_m = perímetro mojado (m)

1. Coeficiente de rugosidad "n" de Manning

Este parámetro nos indica la rugosidad del lecho del canal natural; el cual depende de:

- Rugosidad de la superficie
- la vegetación
- Irregularidad del canal
- Alineamiento del canal
- Depósitos ó socavaciones
- Obstrucciones
- Etc.

El valor del coeficiente de Manning, se puede determinar por dos formas, una por medio de tablas y la otra determinándolo en campo.

En nuestro caso el valor de n de Manning se determinó a través de la tabla de Ven Te Chow. (Ver Tabla 3.31).

TIPOS DE CANAL Y DESCRIPCION	Manning
Cursos en Planicie:	n
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025
2. Igual que 1 pero más piedra y pasto	0.030
3. Limpio ,curvado ,algunos pozos y blancos	0.033
4. Igual que 3, pero algunos pastos y piedras	0.035
5. Igual que 4, nivel inferior, pendiente y sección inefectiva	0.040
6. Igual que 4, pero más piedra	0.045
7. Tramo sucio, con pastos y pozos profundos	0.050
8 .Tramo con mucho pasto, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos	0.075
Cursos de montaña ,sin vegetación en el canal ,laderas con pendientes pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidas para niveles altos:	n
9. Fondo :Grava, canto rodado y algunas rocas	0.030
10. Fondo: Canto rodado con grandes rocas	0.040

Tabla 3.31 Valores de rugosidad de ríos en cursos naturales²⁷

²⁷ Adaptada de "Hidráulica de canales abiertos" de Ven Te Chow

2. Curva de descarga natural

La curva de descarga relaciona el área hidráulica, el perímetro mojado y el tirante hidráulico con la finalidad de llegar a obtener el tirante de aguas máximas.

Se debe de tabular los datos en una tabla que contenga la siguiente información:

- Tirante (m)
- Área hidráulica (m²)
- Perímetro mojado (m)
- Radio hidráulico (m)
- Factor geométrico
- Caudal (m³/s)

Para la obtención de algunos parámetros mencionados anteriormente, se debe de realizar un levantamiento topográfico a la sección del cauce que en nuestro caso pertenece a quebradas, específicamente en el punto de interés.

Teniendo esto, se varía el valor del tirante el cual por consiguiente hace cambiar el área hidráulica y el perímetro mojado.

El factor geométrico es la relación $A_H * R_H^{2/3}$ y el caudal se obtiene al multiplicar el factor geométrico por la sección $S^{1/2} / n$.

$$Q = A_H \times R_H^{2/3} \left(\frac{S^{1/2}}{n} \right)$$

Posteriormente se realiza la grafica de curva de descarga natural, en la que se encuentran en el eje de las abscisas el caudal y en el eje de las ordenadas el nivel del agua o tirante. De este grafico de puede determinar el tirante, que corresponde al caudal máximo calculado en el estudio hidrológico.

A continuación se presenta los estudios hidráulicos de la cuenca 1 y subcuencas 1- 5.

3.9.1 Desarrollo de estudios hidráulicos en puntos de interés de quebradas

CALCULOS

➤ Cuenca 1: Quebrada Santa Lucia

DATOS:

Pendiente (S) =1.3300

Caudal máximo (Q) = 97.9611 (m³/seg)

Coefficiente de rugosidad (n) =0.035

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{0.013^{1/2}}{0.035} = 3.2950$$

Tirante (m)	Área hidráulica Ah (km ²)	Perímetro mojado pm (m)	Radio hidráulico	Factor geométrico	Caudal (m ³ /seg)
0.3	0.825	4.932	0.1674	0.2507	0.826
0.6	2.720	8.052	0.3378	1.3192	4.347
0.9	5.441	10.650	0.5109	3.4769	11.456
1.2	9.090	13.538	0.6715	6.9706	22.968
1.5	13.127	14.399	0.9116	12.3421	40.668
1.8	17.290	15.102	1.1449	18.9219	62.348
2.1	21.530	15.742	1.3677	26.5287	87.412
2.4	25.834	16.381	1.5771	35.0029	115.335
2.7	30.191	17.001	1.7758	44.2732	145.881
3	34.579	17.617	1.9628	54.2087	178.619
3.4	40.512	18.487	2.1914	68.3479	225.207

Tabla 3.32 Tirantes y sus respectivos caudales Cuenca 1

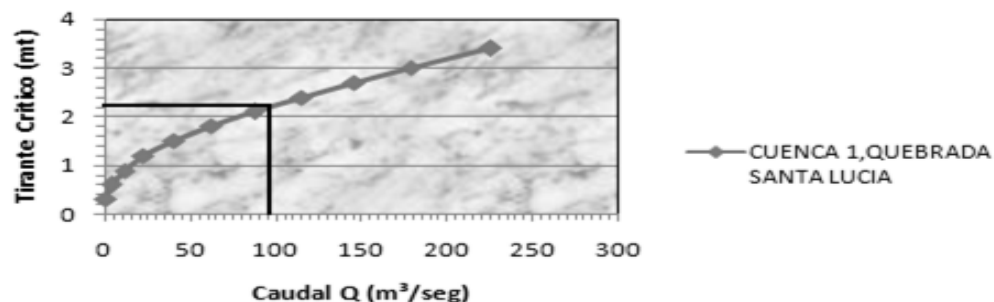


Figura 3.5 Curva de descarga natural para cuenca 1

$$\text{TIRANTE MAXIMO} = 2.20 + 1.00 \text{ (Por seguridad)} = 3.20 \text{ m}$$

Ya que el procedimiento para la obtención del tirante máximo es similar en todos los casos, será muestra a continuación tablas, graficas y resultado del cálculo del tirante máximo, para cada subcuenca.

➤ **Subcuenca 1: Quebrada Los Obrajes**

Tirante (m)	Área Hidráulica AH (Km²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH	Factor Geométrico	Caudal (m³/seg)
0.3	0.3199	1.8136	0.17639	0.100615	0.307164
0.6	0.9083	2.9226	0.310785	0.4167439	1.272264
0.9	2.1615	5.5009	0.392936	1.1595858	3.540062
1.2	3.671	6.4345	0.570518	2.5252096	7.70913
1.5	5.2915	7.1572	0.739325	4.3264919	13.20821
1.8	7.0073	7.8665	0.890777	6.4872926	19.80484
2.1	8.837	8.6658	1.019756	8.9530082	27.33235
2.4	10.777	9.5472	1.128813	11.683666	35.66868
2.6	12.129	10.0753	1.203835	13.725758	41.90292

Tabla 3.33 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 1

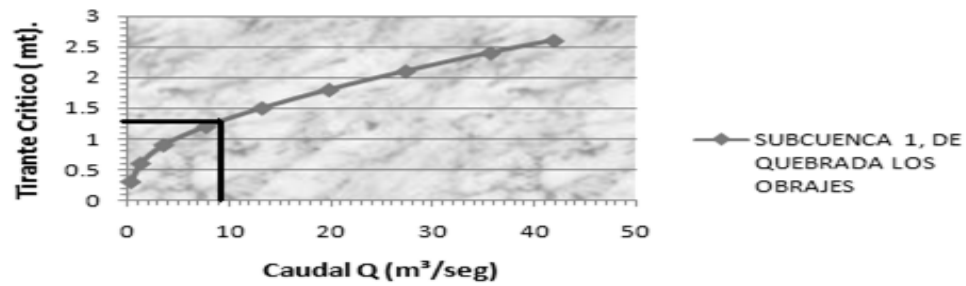


Figura 3.6 Curva de descarga natural para subcuena 1

$$\mathbf{TIRANTE\ MAXIMO} = 1.3 + 1.00 \text{ (Por seguridad)} = \mathbf{2.30\ m}$$

➤ **Subcuena 2: Quebrada Los Obrajes**

Tirante (m)	Área Hidráulica AH (Km²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH	Factor Geométrico	Caudal (m³/seg)
0.3	0.525	2.935	0.179	0.167	0.425
0.6	1.910	6.183	0.308	0.872	2.220
0.9	3.934	7.605	0.517	2.535	6.449
1.2	6.154	8.413	0.731	4.996	12.71
1.5	8.534	9.133	0.934	8.156	20.751
1.8	10.999	9.826	1.119	11.858	30.168
2	12.714	10.288	1.235	14.640	37.246

Tabla 3.34 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuena 2

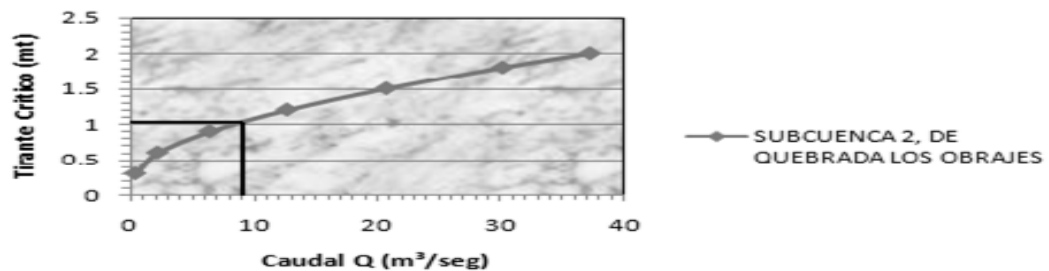


Figura 3.7 Curva de descarga para subcuena 2

$$\mathbf{TIRANTE\ MAXIMO} = 1 + 1.00 \text{ (Por seguridad)} = \mathbf{2.00\ m}$$

➤ **Subcuenca 3: Quebrada El Guitarrín**

Tirante (m)	Área Hidráulica AH (Km ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH	Factor Geométrico	Caudal (m ³ /seg)
0.5	1.570	4.374	0.359	0.793	3.496
1	3.814	5.582	0.683	2.959	13.042
1.5	6.296	6.633	0.949	6.081	26.805
2	8.957	7.902	1.134	9.738	42.921
2.5	12.152	9.487	1.281	14.333	63.178
3	15.634	10.548	1.482	20.324	89.583
3.5	19.249	11.582	1.662	27.007	119.040
4	22.948	12.599	1.821	34.226	150.862
4.5	26.701	13.616	1.961	41.833	184.393
5	30.496	14.642	2.083	49.737	219.229
5.5	34.354	15.650	2.195	58.026	255.767
6	38.284	16.707	2.291	66.541	293.299

Tabla 3.35 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 3

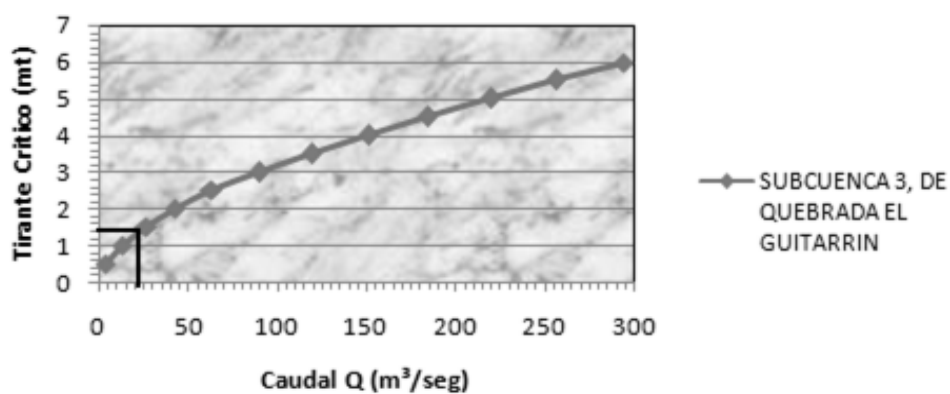


Figura 3.8 Curva de descarga para subcuenca 3

$$\text{TIRANTE MAXIMO} = 1.40 + 1.00 \text{ (Por seguridad)} = 2.40 \text{ m}$$

➤ **Subcuenca 4: Quebrada La Lajas**

Tirante (m)	Área Hidráulica AH (Km ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH	Factor Geométrico	Caudal (m ³ /seg)
0.5	1.570	4.374	0.359	0.793	3.015
1.0	3.814	5.582	0.683	2.959	11.247
1.5	6.296	6.633	0.949	6.081	23.116
2.0	8.957	7.902	1.134	9.738	37.014
2.5	12.152	9.487	1.281	14.333	54.483
3.0	15.634	10.548	1.482	20.324	77.255
3.5	19.249	11.582	1.662	27.007	102.658
4.0	22.948	12.599	1.821	34.226	130.100
4.5	26.701	13.616	1.961	41.833	159.017
5.0	30.496	14.642	2.083	49.737	189.058
5.5	34.354	15.650	2.195	58.026	220.568
6.0	38.284	16.707	2.291	66.541	252.935

Tabla 3.36 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 4

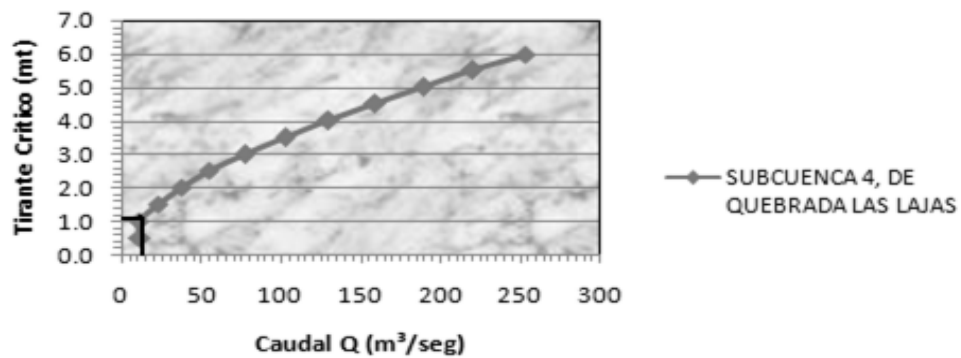


Figura 3.9 Curva de descarga natural para subcuenca 4

$$\text{TIRANTE MAXIMO} = 1.10 + 1.00 \text{ (Por seguridad)} = 2.10 \text{ m}$$

➤ **Subcuenca 5: Quebrada Los Obrajes**

Tirante (m)	Área Hidráulica AH (Km ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH	Factor Geométrico	Caudal (m ³ /seg)
0.5	1.146	3.430	0.3340	0.5514	1.403
1.0	2.982	4.794	0.6219	2.1722	5.526
1.5	5.222	7.067	0.7389	4.2680	10.858
2.0	13.362	15.455	0.8646	12.1272	30.852
2.5	20.283	16.727	1.2126	23.0647	58.678
3.0	27.518	17.848	1.5418	36.7256	93.432
3.6	36.420	19.089	1.9080	56.0258	142.533

Tabla 3.37 Tirantes y sus respectivos caudales Subcuenca 5

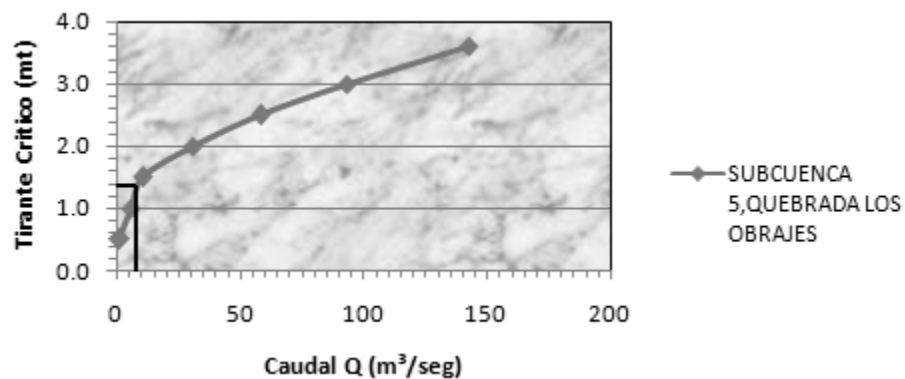


Figura 3.10 Curva de descarga natural para subcuenca 5

TIRANTE MAXIMO = 1.40+ 1.00 (Por seguridad) = 2.40 m

CAPITULO IV

DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

4.1 Consideraciones generales para el diseño

Para el diseño de la red se considerarán una serie de criterios mediante los cuales se busca que la solución obtenida sea viable tanto técnica como económicamente.

Los criterios empleados para el diseño son los siguientes:

- Se respetarán para el diseño las Normas Técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).
- Los colectores se diseñarán para que trabajen como conductos abiertos, de esta forma el flujo de las aguas se llevará a cabo por gravedad.
- El sistema contará con un punto único de descarga, que se unirá al del alcantarillado existente para dar inicio al colector emisario que conducirá las aguas residuales a la planta de tratamiento.
- El diseño de los colectores se realizará con ayuda de una hoja de cálculo y su empleo se explicará más adelante en el apartado diseño de colectores.
- La dotación de agua que se utilizará es de 125 l/p/d, debido a que la mayor parte de viviendas se encuentran en el límite de pertenecer a la vivienda mínima y media.
- Para la estimación de población futura se hace uso del método geométrico en su cálculo, pero debido a las condiciones de diseño particular de este municipio se consideró una población mínima de 6 habitantes por lote, utilizando esta proyección para el cálculo de la población futura, teniendo en cuenta de que en determinadas zonas dentro de las comunidades a diseñar se encuentran lotes vacíos que en un futuro pueden ser ocupados por familias, es por eso que se aclara

que en el diseño se toman en cuenta el número de lotes totales y no solamente aquellos en los cuales actualmente se encuentran con viviendas.

- El material de los colectores será de PVC y de PAD, el coeficiente de rugosidad que presenta el material es $n=0.011$ según Normas Técnicas de ANDA debido a las ventajas que conlleva su uso y entre las cuales se destacan:
1. Resistente a la corrosión, a las sustancias químicas, algas, microorganismos y bacterias
 2. Liviano
 3. Superficies lisas
 4. No es tóxico
 5. Diversidad de diámetros
 6. Variedad de accesorios
 7. Fácil de transportar, cortar, unir e instalar
 8. Bajos costos iniciales, de transporte, de instalación y de mantenimiento

4.2 Caudal de diseño

El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del período de diseño más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.1 l/s/ha para tubería de PVC. Además se verá afectado por un factor de tubería de acuerdo con la normativa de ANDA.

El factor máximo horario considerado fue de 2.4

Para nuestro caso se consideró la distribución de lotes existente según los planos catastrales de las colonias y lotificaciones ubicadas en la zona nor – oriente del municipio proporcionados por la Alcaldía.

4.3 Calculo ilustrativo de caudal, área y velocidad de diseño para tramo de la red

A continuación se desarrollará a manera de ejemplo el cálculo de un tramo de la red de alcantarillado sanitario, continuando de forma sistemática por medio de una hoja electrónica que facilita los procesos repetitivos, para después sintetizar los resultados en tablas.

Calculo de línea principal entre pozo 3 y 4 de Lotificación San Francisco

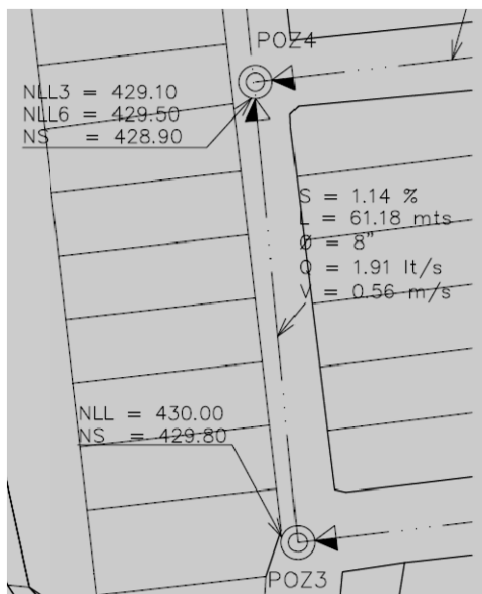


Figura 4.1 Esquema del sector donde se realiza el cálculo demostrativo

Datos:

Número de lotes = 13

L = 61.18m

Habitantes por tramo = $13 \times 6 = 78$ hab.

Población proyectada al final del periodo de estudio

$$P_{2028} = 78 \times \left(1 + \frac{2.33}{100}\right)^{20} = 124 \text{ hab}$$

Caudal medio

$$Q_{\text{medio}} = \text{Dotación} \times \text{No de habitantes} \Rightarrow 125 \frac{\text{l}}{\text{hab} \cdot \text{dia}} \times 124 \text{ hab} \times \frac{1 \text{ dia}}{86,400 \text{ s}} = 0.1794 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{medio}} = 0.1794 \text{ l/s}$$

Caudal máximo horario

$$Q_{\text{máx horario}} = K_2 \times Q_{\text{medio}} = 2.4 \times 0.1794 \text{ l/s} = 0.4305 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño

$$A_{\text{tributaria}} = 0.2805 \text{ Ha}$$

$$Q_{\text{diseño}} = (0.80 \times Q_{\text{máx horario}}) + (0.1 \times A_{\text{tributaria}}) = (0.80 \times 0.4305) + (0.1 \times 0.2805)$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0.37245 \text{ l/s}$$

Contribución del tramo

$$Q_{\text{diseño}} \times \text{FS} = 0.37245 \times 2.0 = 0.7449 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño acumulado

Para el caso el caudal de diseño acumulado será igual a la contribución del pozo 2 al pozo 3 en la línea # 1 igual a 1.17 l/s

$$Q_{\text{diseño acumulado}} = 0.745 + 1.171 = 1.916 \text{ l/s}$$

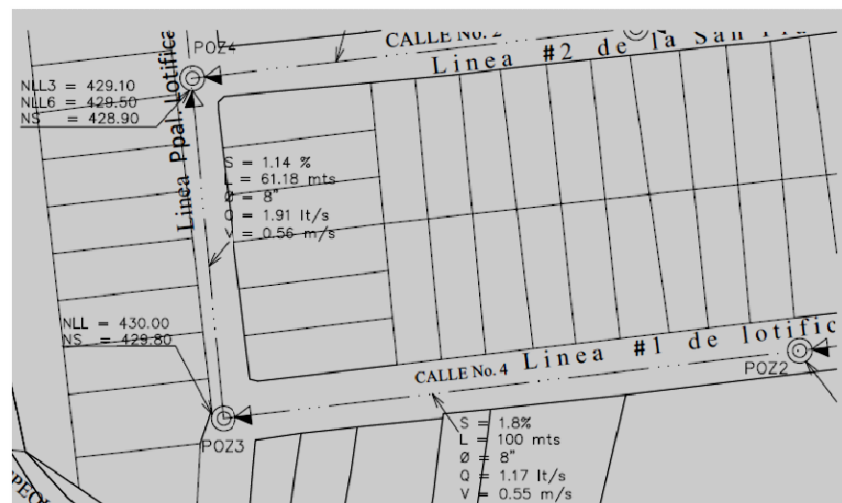


Figura 4.2 Esquema de la contribución del caudal de diseño al tramo

Pendiente del terreno

$$S = \left(\frac{429.80 - 429.10}{61.18} \right) = 1.14 \times 10^{-2}$$

$$S = 1.14\%$$

Área a tubo lleno

Para los cálculos siguientes se ha establecido una pendiente $S = 1.14\%$ y un diámetro de tubería de 8".

$$A = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} (0.2032)^2 = 0.0324 \text{ m}^2$$

Velocidad a tubo lleno

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.011} \left(\frac{0.2032}{4} \right)^{2/3} \left(\frac{1.14}{100} \right)^{1/2} = 1.33 \text{ m/s}$$

Caudal a tubo lleno

$$Q = V \times A = \left(1.33 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) \times \left(0.0324 \text{ m}^2 \right) \times \left(\frac{1000 \text{ litros}}{1 \text{ m}^3} \right) = 43.14 \text{ l/s}$$

Relación de caudales

$$\frac{Q_{real}}{Q_{lleno}} = \left(\frac{1.915}{43.14} \right) = 4.439 \times 10^{-2}$$

$$\% \frac{Q_r}{Q_{lleno}} = 4.4$$

Del gráfico del banano obtenemos que la relación de velocidades es la siguiente:

$$\% \frac{V_{real}}{V_{lleno}} = 0.42$$

$$V_{real} = 0.42 V_{lleno} = 0.42 \times 1.33 = 0.5586 \text{ m/s}$$

La velocidad real del flujo dentro de la tubería corresponde a $V_{real} = 0.5586 \text{ m/s}$.

Debido a que $0.50 \text{ m/s} < V_{real} < 5.00 \text{ m/s}$, la velocidad se considera satisfactoria.

El procedimiento adoptado para todos los tramos es el mismo indicado en el ejemplo anterior, a continuación se presenta el desarrollo en sí del diseño, haciendo uso una hoja de cálculo que de forma sistemática se utiliza a través de toda la red.

4.4 Presentación del diseño

Para el cálculo del caudal de diseño de cada colector se utilizó una hoja de cálculo del programa Microsoft Excel.

Los criterios usados para el diseño de los colectores son los establecidos por las Normas Técnicas de ANDA y los planos están incluidos en el anexo hojas 8-13/39 y los perfiles se encuentran en el anexo hojas 14-25/39.

Los datos insumos para un tramo en particular en la hoja son los siguientes:

- Pozo de inicio del colector
- Pozo de llegada del colector
- Cota Inicial del pozo de inicio (m)
- Cota final del pozo de llegada (m)
- Distancia entre pozos (m)
- Número de lotes que descargan en ese colector
- Diámetro del colector (pulg)
- Caudal máximo horario para viviendas (l/s)
- Caudal de diseño del tramo (l/s)
- Caudal que ingresa de otro tramo (l/s)
- Relación de velocidades en función de la relación de caudales obtenida del grafico del banano.

Los datos de salida de la hoja serán:

- Caudal real
- Caudal a tubo lleno
- Velocidad a tubo lleno
- Velocidad real

4.4.1 Diseño de colectores

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA LOTIFICACION SAN FRANCISCO

Tramo línea #1 San Fco.	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D (pul)	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
CALLE No 4	POZ1	POZ2	434.0	432.0	100	11	2.00	104	2909	8	0.011	0.291	0.363	0.638	0	0.638	57.19	1.1	1.76	0.29	0.51
CALLE No 4	POZ2	POZ3	431.8	430.0	100	9	1.80	85	2909	8	0.011	0.291	0.297	0.533	0.638	1.171	54.25	2.2	1.67	0.33	0.55

Tramo LINEA PPAL San Fco.	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
CALLE PPAL	POZ3	POZ4	429.8	429.1	61.18	13	1.14	123	2805	8	0.011	0.281	0.428	0.742	1.171	1.913	43.25	4.4	1.33	0.42	0.56
CALLE PPAL	POZ4	POZ7	428.9	428.2	61.12	10	1.15	95	3592	8	0.011	0.359	0.330	0.599	2.670	3.270	43.28	7.6	1.33	0.52	0.69
PROP. PRIVADA	POZ7	POZ9	428.0	427.8	18.45	1	1.08	9	271	8	0.011	0.027	0.033	0.058	3.895	3.953	42.10	9.4	1.30	0.58	0.75
PROP. PRIVADA	POZ9	POZ10	427.6	426.6	100	1	1.00	9	66732	8	0.011	6.673	0.033	1.387	3.953	5.340	40.44	13.2	1.25	0.66	0.82
PROP. PRIVADA	POZ10	POZ11	426.4	425.0	69.08	1	2.03	9	1266	8	0.011	0.127	0.033	0.078	5.340	5.418	57.57	9.4	1.78	0.58	1.03

	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
APORTE			425.0	424.6	40.00	290	1.00	2753	269115	10	0.011	26.91	9.558	20.675	0	20.675	73.32	28.2	1.45	0.83	1.20
CALLE	POZ11	POZ12	424.8	424.1	37.88	3	1.85	28	1005	10	0.011	0.1	0.099	0.178	26.093	26.272	99.67	26.4	1.97	0.81	1.59

Tramo LINEA PPAL San Fco	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has.)	Cons. max. hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
CALLE No 2	POZ5	POZ6	432.8	430.6	80.24	5	2.74	47	4443	8	0.011	0.444	0.165	0.353	0	0.353	66.96	0.5	2.06	0.25	0.52
CALLE No 2	POZ6	POZ4	430.4	429.5	80.24	6	1.12	57	4443	8	0.011	0.444	0.198	0.405	0.353	0.758	42.83	1.8	1.32	0.4	0.53

Tramo línea # 3 San Fco	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
CALLE No 6	POZ8	POZ7	431.4	428.2	52.95	10	6.04	95	4878	8	0.011	0.488	0.330	0.625	0	0.625	99.41	0.6	3.07	0.26	0.80

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA LOTIFICACION EL BOSQUE

Tramo línea # 1 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ15	POZ16	431.1	429.0	62.20	14	3.46	133	1946	6	0.011	0.195	0.461	0.777	0	0.777	34.91	2.2	1.91	0.33	0.63
	POZ16	POZ14	428.8	428.0	56.21	11	1.33	104	1946	6	0.011	0.195	0.363	0.619	0.777	1.396	21.69	6.4	1.19	0.50	0.59

Tramo línea # 2 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
CALLE	POZ13	POZ14	430.1	426.0	79.70	3	5.14	28	1140	8	0.011	0.114	0.099	0.181	0	0.181	91.72	0.2	2.83	0.22	0.62
CALLE	POZ14	POZ12	425.8	425.3	39.65	1	1.26	9	2015	8	0.011	0.202	0.033	0.093	1.396	1.489	45.41	3.3	1.40	0.40	0.56

Tramo LINEA PPAL El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ12	POZ17	423.9	423.5	15.07	1	2.65	9	1	10	0.011	0	0.033	0.053	26.272	26.324	119.45	22.0	2.36	0.76	1.79
	POZ17	POZ18	423.3	422.8	43.12	1	1.16	9	627	10	0.011	0.063	0.033	0.065	26.324	26.390	78.95	33.4	1.56	0.88	1.37
	POZ18	POZ20	422.6	422.0	50.48	2	1.19	19	2642	10	0.011	0.264	0.066	0.158	26.451	26.609	79.93	33.3	1.58	0.88	1.39
	POZ20	POZ22	421.8	421.2	59.72	6	1.00	57	4448	10	0.011	0.445	0.198	0.405	27.063	27.468	73.49	37.4	1.45	0.91	1.32
	POZ22	POZ23	421.0	420.4	59.57	6	1.01	57	4448	10	0.011	0.445	0.198	0.405	27.468	27.874	73.58	37.9	1.45	0.91	1.32
	POZ23	POZ31	420.2	419.6	51.07	7	1.17	66	1682	10	0.011	0.168	0.231	0.403	28.092	28.495	79.47	35.9	1.57	0.9	1.41
	POZ31	POZ40	419.4	418.8	51.63	1	1.16	9	1315	10	0.011	0.131	0.033	0.079	28.495	28.574	79.04	36.2	1.56	0.91	1.42
	POZ40	POZ48	418.6	418.3	25.20	1	1.19	9	200	10	0.011	0.02	0.033	0.057	32.937	32.994	80.00	41.2	1.58	0.92	1.45
	POZ48	POZ98	418.1	417.0	100	17	1.10	161	1846	12	0.011	0.185	0.560	0.933	32.994	33.927	125.04	27.1	1.71	0.78	1.34
	POZ98	POZ99	416.8	416.1	63.28	9	1.11	85	1141	12	0.011	0.114	0.297	0.497	33.927	34.424	125.40	27.5	1.72	0.78	1.34
	POZ99	POZ100	415.9	414.9	100	1	1.05	9	12000	12	0.011	1.2	0.033	0.293	34.424	34.717	122.17	28.4	1.67	0.78	1.31
	POZ100	POZ101	414.7	413.8	81.43	1	1.04	9	12000	12	0.011	1.2	0.033	0.293	34.717	35.010	121.81	28.7	1.67	0.78	1.30
	POZ101	POZ97	413.6	413.2	37.68	1	1.06	9	12000	12	0.011	1.2	0.033	0.293	35.010	35.303	122.84	28.7	1.68	0.78	1.31

Tramo línea # 3 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ19	POZ18	427.3	424.0	43.46	4	7.48	38	2851	6	0.011	0.285	0.003	0.061	0	0.061	51.35	0.1	2.81	0.2	0.56

Tramo línea # 4 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ21	POZ20	426.9	424.0	44.44	8	6.41	76	1614	6	0.011	0.161	0.264	0.454	0	0.454	47.55	1.0	2.61	0.25	0.65

Tramo línea # 12 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ24	POZ25	431.5	430.5	46.94	6	2.13	57	1256	8	0.011	0.126	0.198	0.342	0	0.342	59.02	0.6	1.82	0.28	0.51

Tramo línea # 11 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ25	POZ26	430.3	429.8	49.96	8	1.00	76	1738	8	0.011	0.174	0.264	0.457	0.342	0.798	40.45	2.0	1.25	0.40	0.50
	POZ26	POZ28	428.8	428.3	49.25	9	1.02	85	1362	8	0.011	0.136	0.297	0.502	1.144	1.646	40.74	4.0	1.26	0.46	0.58
	POZ28	POZ30	428.50	428.3	15.07	1	1.33	9	217	8	0.011	0.022	0.033	0.057	2.033	2.090	46.59	4.5	1.44	0.47	0.68
	POZ30	POZ23	428.20	426.00	47.95	3	4.59	28	3015	10	0.011	0.302	0.099	0.219	27.874	28.092	157.05	17.9	3.10	0.73	2.26

Tramo línea # 13 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ27	POZ26	431.1	429.0	47.02	6	4.47	57	1481	6	0.011	0.148	0.198	0.346	0	0.346	39.68	0.9	2.18	0.25	0.54

Tramo línea # 14 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado rea l(l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ29	POZ28	431.1	429.5	47.44	7	3.37	66	912	8	0.011	0.091	0.231	0.387	0	0.387	74.26	0.5	2.29	0.26	0.60

Tramo línea # 9 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ32	POZ33	432.0	430.8	60.87	12	1.97	114	3360	8	0.011	0.336	0.396	0.700	0	0.700	56.78	1.2	1.75	0.29	0.51
	POZ33	POZ35	428.8	428.2	52.65	9	1.14	85	2468	8	0.011	0.247	0.297	0.524	1.099	1.623		3.8	1.33	0.46	0.61

Tramo línea # El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ34	POZ33	430.1	429.0	56.20	7	1.96	66	1489	6	0.011	0.149	0.231	0.399	0	0.399	26.27	1.5	1.44	0.37	0.53

Tramo línea # 5 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ36	POZ35	428.0	426.5	59.19	7	2.53	66	1687	8	0.011	0.169	0.231	0.403	0	0.403	64.37	0.6	1.99	0.28	0.56
	POZ35	POZ37	426.3	425.6	51.43	5	1.36	47	1690	8	0.011	0.169	0.165	0.297	2.026	2.323	47.18	4.9	1.45	0.48	0.70
	POZ37	POZ31	425.8	425.0	53.58	7	1.49	66	1740	8	0.011	0.174	0.231	0.404	1.921	2.325	49.41	4.7	1.52	0.48	0.73
	POZ38A	POZ39A	429.8	428.8	59.72	15	1.74	142	2085	8	0.011	0.209	0.494	0.833	0	0.833	53.36	1.6	1.65	0.37	0.61
	POZ39A	POZ31	428.7	427.0	59.57	16	2.62	152	2224	10	0.011	0.222	0.527	0.888	0.833	1.721	118.65	1.5	2.34	0.37	0.87

Tramo línea # 10 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ38	POZ39	428.7	427.0	51.81	7	3.28	66	22966	8	0.011	2.297	0.231	0.828	0	0.828	73.25	1.1	2.26	0.29	0.66
	POZ39	POZ37	426.8	426.1	51.81	12	1.35	114	22966	8	0.011	2.297	0.396	1.092	0.828	1.921		4.1	1.45	0.46	0.67

Tramo línea # 6 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ46	POZ 47	424.8	423.00	84.53	14	2.13	133	4115	8	0.011	0.412	0.461	0.821	0	0.821	59.01	1.4	1.82	0.37	0.67
	POZ47	POZ40	422.8	421.80	85.19	16	1.17	152	4115	10	0.011	0.412	0.527	0.926	1.747	2.673	79.44	3.4	1.57	0.45	0.71

Tramo línea # 7 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ41	POZ42	429.6	427.4	41.82	7	5.26	66	1550	8	0.011	0.155	0.231	0.400	0	0.400	92.75	0.4	2.86	0.26	0.74

Tramo línea # 6 El Bosque	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ43	POZ42	425.4	424.0	54.11	8	2.59	76	1165	8	0.011	0.117	0.264	0.445	0	0.445	65.04	0.7	2.01	0.26	0.52
	POZ42	POZ45	423.8	423.0	52.28	8	1.53	76	2000	8	0.011	0.2	0.264	0.462	0.845	1.307	50.02	2.6	1.54	0.4	0.62
	POZ45	POZ40	422.8	422.0	52.28	8	1.53	76	2000	10	0.011	0.2	0.264	0.462	1.307	1.769	90.70	2.0	1.79	0.39	0.70

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA COLONIA SAN LUCAS

Tramo LINEA PPAL Sn Lucas	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ49	POZ50	428.2	427.8	43.61	11	1.01	104	1584	8	1.011	0.158	0.363	0.612	0	0.612	40.86	1.5	1.26	0.4	0.50
	POZ50	POZ51	427.6	426.5	55.37	13	1.91	123	1872	8	0.011	0.187	0.428	0.723	0.612	1.335	55.78	2.4	1.72	0.4	0.69
	POZ51	POZ52	426.3	424.3	50.00	13	4.00	123	1872	8	1.011	0.187	0.428	0.723	1.335	2.058	64.21	3.2	1.98	0.45	0.89
	POZ52	POZ53	424.1	421.5	59.24	11	4.39	104	1584	8	1.011	0.158	0.363	0.612	2.058	2.669	64.86	4.1	2.00	0.46	0.92
	POZ53	POZ54	421.3	419.6	25.01	3	7.00	28	432	8	1.011	0.043	0.099	0.167	2.669	2.836	123.23	2.3	3.80	0.4	1.52
	POZ54	POZ55	419.4	417.6	24.33	2	7.19	19	288	8	1.011	0.029	0.066	0.111	2.836	2.948	123.23	2.4	3.80	0.4	1.52
	POZ55	POZ56	417.4	416.8	41.15	2	1.46	19	288	8	0.011	0.029	0.066	0.111	2.948	3.059	48.83	6.3	1.51	0.5	0.75
	POZ56	POZ57	416.6	415.7	78.30	11	1.15	104	1584	8	0.011	0.158	0.363	0.612	3.059	3.671	43.35	8.5	1.34	0.55	0.74

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA COLONIA SANTA LUCIA 1

Tramo LINEA PPAL Snta. Lucia 1	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ55	POZ56	426.6	423.2	100	7	3.45	66	4820	8	0.011	0.482	0.231	0.466	0	0.466	75.11	0.6	2.32	0.28	0.65
	POZ56	POZ57	423.0	420.4	28.08	6	9.08	57	4879	8	0.011	0.488	0.198	0.414	0.466	0.880	121.86	0.7	3.76	0.26	0.98
	POZ57	POZ54	420.2	417.7	67.95	3	3.75	28	4086	8	0.011	0.409	0.099	0.240	0.880	1.119	78.34	1.4	2.42	0.37	0.89
	POZ54	POZ58	415.5	415.2	33.84	4	1.03	38	298	8	0.011	0.03	0.132	0.217	1.119	1.336	41.13	3.2	1.27	0.44	0.56
	POZ58	POZ61	413.5	412.5	34.49	4	2.87	38	617	8	0.011	0.062	0.132	0.223	1.336	1.560	68.51	2.3	2.11	0.4	0.85
	POZ61	POZ64	411.8	410.5	34.12	6	3.96	57	666	8	0.011	0.067	0.198	0.330	1.560	1.889	80.44	2.3	2.48	0.4	0.99
	POZ64	POZ67	409.8	409.4	36.03	2	1.03	19	666	8	0.011	0.067	0.066	0.119	1.889	2.008	40.98	4.9	1.26	0.48	0.61
	POZ67	POZ69	407.6	407.0	45.40	4	1.32	38	611	8	0.011	0.061	0.132	0.223	2.008	2.231	46.49	4.8	1.43	0.48	0.69
	POZ69	POZ70	406.8	405.0	66.40	1	2.71	9	6447	8	0.011	0.645	0.033	0.182	2.231	2.413	66.58	3.6	2.05	0.5	1.03

Tramo línea # 1 Snta. Lucia 1	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ59	POZ58	416.94	414.00	37.48	5	7.84	47	1207	8	0.011	0.121	0.165	0.288	0.000	0.288	113.26	0.3	3.49	0.27	0.94
	POZ60	POZ58	415.21	414.00	71.85	16	1.68	152	2173	8	0.011	0.217	0.527	0.887	0.000	0.887	52.48	1.7	1.62	0.37	0.60

Tramo línea # 2 Snta. Lucia 1	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real(m/s)
	POZ62	POZ61	413.8	412.0	50.57	9	3.58	85	1402	8	0.011	0.14	0.297	0.503	0	0.503	76.50	0.7	2.36	0.26	0.61
	POZ63	POZ61	413.1	412.0	71.60	16	1.49	152	2160	8	0.011	0.216	0.527	0.887	0	0.887	49.43	1.8	1.52	0.4	0.61

Tramo línea # 3 Snta. Lucia 1	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ65	POZ64	411.5	410.0	51.80	11	2.92	104	1376	8	0.011	0.138	0.363	0.608	0	0.608	69.04	0.9	2.13	0.25	0.53
	POZ66	POZ64	410.9	410.0	67.91	18	1.37	171	2097	8	0.011	0.21	0.593	0.991	0	0.991	47.32	2.1	1.46	0.39	0.57

Tramo línea # 4 Snta. Lucia 1	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ68	POZ67	409.2	407.8	65.62	9	2.12	85	935	8	0.011	0.094	0.297	0.493	0.000	0.493	58.85	0.8	1.81	0.28	0.51

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA LOTIFICACION SANTA ROSA

Tramo LINEA PPAL Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ71	POZ71A	454.6	453.9	52.95	2	1.32	19	4048	8	0.011	0.405	0.066	0.186	0	0.186	46.49	0.4	1.43	0.35	0.50
	POZ71A	POZ74	449.8	449.3	14.07	2	3.55	19	3472	8	0.011	0.347	0.066	0.175	0.186	0.361	76.23	0.5	2.35	0.26	0.61
	POZ74	POZ75	449.0	446.4	78.47	6	3.38	57	1325	8	0.011	0.132	0.198	0.343	0.361	0.704	74.31	0.9	2.29	0.29	0.66
	POZ75	POZ78	446.2	440.2	86.02	8	6.88	76	5086	8	0.011	0.509	0.264	0.524	0.704	1.228	106.08	1.2	3.27	0.29	0.95
	POZ78	POZ81	440.0	437.7	29.52	4	7.71	38	1272	8	0.011	0.127	0.132	0.236	1.228	1.464	112.26	1.3	3.46	0.29	1.00
	POZ81	POZ83	436.4	431.4	36.90	8	13.44	76	772	8	0.011	0.077	0.264	0.022	1.464	1.486	148.26	1.0	4.57	0.29	1.33
	POZ83	POZ88	431.2	430.1	46.71	4	2.40	38	2654	8	0.011	0.265	0.132	0.264	1.486	1.750	62.62	2.8	1.93	0.4	0.77
	POZ88	POZ93	429.9	426.0	46.49	12	8.39	114	80814	8	0.011	8.081	0.396	2.249	1.750	3.999	117.12	3.4	3.61	0.44	1.59
	POZ93	POZ94	423.2	422.2	100	13	1.00	123	10909	8	0.011	1.091	0.428	0.904	3.999	4.903	40.44	12.1	1.25	0.62	0.77
	POZ94	POZ95	422.0	419.0	100	14	3.00	133	7000	8	0.011	0.7	0.461	0.878	4.903	5.781	70.04	8.3	2.16	0.53	1.14
	POZ95	POZ95B	418.8	417.8	86.13	8	1.16	76	7000	8	0.011	0.7	0.264	0.562	5.781	6.343	43.57	14.6	1.34	0.68	0.91
	POZ95B	POZ96	417.6	415.8	34.65	8	5.19	76	6200	8	0.011	0.62	0.264	0.546	6.343	6.889	92.17	7.5	2.84	0.53	1.51
	POZ96	POZ97	415.6	414.7	81.66	7	1.10	66	1409	8	0.011	0.141	0.231	0.397	6.889	7.286	42.45	17.2	1.31	0.7	0.92
APORTE			414.5	413.5	100	424	1.00	4025	516565	12	0.011	51.66	13.974	32.690	7.286	39.977	119.22	33.5	1.63	0.84	1.37
	POZ97	POZ102	413.0	412.0	100	0	1.00	0	3000	15	0.011	0.3	0.000	0.060	75.279	75.339	216.17	34.9	1.90	0.84	1.59

Tramo línea # 1 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ73	POZ71A	451.6	450.0	37.08	6	4.31	57	2180	8	0.011	0.218	0.198	0.360	0	0.360	84.00	0.4	2.59	0.26	0.67

Tramo línea # 2 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ72	POZ74	450.6	449.3	64.00	12	2.03	114	4048	8	0.011	0.405	0.396	0.714	0	0.714	57.63	1.2	1.78	0.29	0.52

Tramo línea # 3 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ76	POZ77	451.6	449.6	76.95	9	2.60	85	2600	8	0.011	0.26	0.297	0.527	0	0.527	65.19	0.8	2.01	0.26	0.52
	POZ77	POZ75	449.4	447.0	55.95	6	4.29	57	2600	8	0.011	0.26	0.198	0.368	0.527	0.895	83.75	1.1	2.58	0.29	0.75

Tramo línea # 4 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ79	POZ80	446.6	444.2	79.89	10	2.97	95	3758	8	0.011	0.376	0.330	0.602	0	0.602	69.72	0.9	2.15	0.29	0.62
	POZ80	POZ78	444.0	441.0	100	7	3.00	66	3758	8	0.011	0.376	0.231	0.444	0.602	1.047	70.04	1.5	2.16	0.37	0.80

Tramo línea # 5 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ82	POZ81	438.4	436.5	49.77	7	3.66	66	1593	8	0.011	0.159	0.231	0.401	0	0.401	77.33	0.5	2.38	0.28	0.67

Tramo línea # 6 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacida (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ84	POZ85	441.9	438.6	80.00	10	4.14	95	4177	8	0.011	0.418	0.330	0.611	0	0.611	82.25	0.7	2.54	0.26	0.66
	POZ85	POZ86	438.4	435.1	80.00	7	4.09	66	4177	8	0.011	0.418	0.231	0.453	0.611	1.064	81.76	1.3	2.52	0.37	0.93
	POZ86	POZ83	434.0	431.4	68.00	10	3.76	60	826	8	0.011	0.083	0.208	0.017	1.081	1.099		1.4	2.42	0.37	0.90

Tramo línea # 8 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ87	POZ83	433.5	431.4	46.71	10	4.30	95	826	8	0.011	0.083	0.330	0.544	0.000	0.544	83.88	0.6	2.59	0.26	0.67

Tramo línea # 7 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ89	POZ90	437.60	435.82	36.69	6	4.85	57	1450	8	0.011	0.145	0.198	0.345	0.000	0.345	89.07	0.4	2.75	0.26	0.71
	POZ90	POZ91	435.62	433.06	60.62	10	4.22	95	1454	8	0.011	0.145	0.330	0.556	0.345	0.902	83.10	1.1	2.56	0.29	0.74
	POZ91	POZ92	432.80	431.00	64.82	8	2.78	76	1714	8	0.011	0.171	0.264	0.456	0.902	1.358	67.39	2.0	2.08	0.39	0.81
	POZ92	POZ88	430.80	430.00	72.98	7	1.10	66	5219	8	0.011	0.522	0.231	0.474	1.358	1.831	42.34	4.3	1.31	0.46	0.60

Tramo línea # 9 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ97A	POZ98	434.5	432.0	75.18	11	3.37	104	1450	8	0.011	0.145	0.363	0.609	0.000	0.609	74.18	0.8	2.29	0.25	0.57
	POZ98	POZ99	431.8	427.5	65.92	5	6.52	47	1454	8	0.011	0.145	0.165	0.293	0.609	0.902	103.28	0.9	3.18	0.25	0.80

Tramo línea # 10 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ94A	POZ95A	431.6	428.6	50.24	9	5.97	85	1450	8	0.011	0.145	0.297	0.504		0.504	98.82	0.5	3.05	0.26	0.79
	POZ95A	POZ96A	428.4	426.8	50.03	4	3.20	38	1454	8	0.011	0.145	0.132	0.240	0.504	0.744	72.32	1.0	2.23	0.29	0.65

Tramo línea # 11 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ91A	POZ92A	428.5	427.9	24.28	4	2.72	38	1450	8	0.011	0.145	0.132	0.240	0	0.240	66.67	0.4	2.06	0.26	0.53
	POZ92A	POZ93A	427.7	426.7	35.26	3	2.84	28	1454	8	0.011	0.145	0.099	0.187	0.240	0.427	68.10	0.6	2.10	0.26	0.55

Tramo línea #12 Snta. Rosa	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	QII	Qr/QII	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)		Velocidad real (m/s)
	POZ99	POZ96	427.3	426.0	45.16	4	2.88	38	1450	8	0.011	0.145	0.132	0.240	0	0.240	68.61	0.3	2.12	0.26	0.55
	POZ96	POZ93A	425.8	424.6	49.34	3	2.43	28	1454	8	0.011	0.145	0.099	0.187	0.240	0.427	63.06	0.7	1.94	0.28	0.54
	POZ93A	POZ93	424.4	423.4	95.26	9	1.05	85	1714	8	0.011	0.171	0.297	0.509	0.427	0.936	41.43	2.3	1.28	0.4	0.51

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE SECTOR NOR – ORIENTE HASTA LA PLANTA

Tramo	Desde	Hasta	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	d (m)	Vi	Pend (%)	Pob (proy)	Área (m ²)	D pul	Coef.	Área en (Has)	Cons. max. Hora (l/s)	Caudal de diseño tramo (l/s)	Ingreso caudal de otro tramo (l/s)	Qr	Qll	Qr/Qll	VII	Vr/VII	Vr
																Caudal acumulado real (l/s)	Max. Caudal a tubo lleno capacidad (l/s)		velocidad tubo lleno (m/s)	Velocidad real (m/s)	
	POZ102	POZ103	411.8	410.8	100	0	1.00	0	3000	15	0.011	0.300	0.000	0.060	75.399	75.459	216.17	34.9	1.90	0.9	1.71
	POZ103	POZ104	410.6	407.6	100	0	3.00	0	3000	15	0.011	0.300	0.000	0.060	75.339	75.399	374.41	20.1	3.28	0.76	2.50
	POZ104	POZ70	407.4	405.4	44.70	0	4.47	0	3000	15	0.011	0.300	0.000	0.060	75.399	75.459	457.25	16.5	4.01	0.68	2.73
	POZ70	POZ105	404.8	403.8	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	75.459	75.519	351.51	21.5	2.14	0.78	1.67
	POZ105	POZ106	403.6	402.6	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	75.519	75.579	351.51	21.5	2.14	0.78	1.67
	POZ106	POZ107	402.4	401.4	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	75.579	75.639	351.51	21.5	2.14	0.78	1.67
	POZ107	POZ108	401.2	400.2	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	75.639	75.699	351.51	21.5	2.14	0.78	1.67
APORTE			414.5	413.5	100	615	1.00	5838	73800	18	0.011	7.380	20.270	33.907	75.699	109.607	351.51	31.2	2.14	0.87	1.86
	POZ108	POZ109	400.0	399.0	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	109.607	109.667	351.51	31.2	2.14	0.87	1.86
	POZ109	POZ110	398.8	397.8	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	109.667	109.727	351.51	31.2	2.14	0.87	1.86
	POZ110	POZ111	397.6	396.6	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	109.727	109.787	351.51	31.2	2.14	0.87	1.86
	POZ111	POZ112	396.4	395.4	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	109.787	109.847	351.51	31.2	2.14	0.87	1.86
	POZ112	POZ113	395.2	394.2	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	109.847	109.907	351.51	31.3	2.14	0.87	1.86
	POZ113	POZ114	394.0	393.0	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	109.907	109.967	351.51	31.3	2.14	0.87	1.86
	POZ114	POZ115	392.8	391.8	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	109.967	110.027	351.51	31.3	2.14	0.87	1.86
APORTE			414.5	413.5	100	615	1.00	5838	73800	18	0.011	7.380	20.270	33.907	110.027	143.934	351.51	40.9	2.14	0.93	1.99
	POZ115	POZ116	391.6	390.6	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	143.934	143.994	351.51	41.0	2.14	0.93	1.99
	POZ116	POZ117	390.4	389.4	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	143.994	144.054	351.51	41.0	2.14	0.93	1.99
	POZ117	POZ118	389.2	388.2	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	144.054	144.114	351.51	41.0	2.14	0.93	1.99
	POZ118	POZ119	388.0	387.0	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	144.114	144.174	351.51	41.0	2.14	0.93	1.99
	POZ119	POZ120	386.8	385.8	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	144.174	144.234	351.51	41.0	2.14	0.93	1.99
APORTE			414.5	413.5	100	615	1.00	5838	73800	18	0.011	7.380	20.270	33.907	144.234	178.141	351.51	50.7	2.14	0.84	1.00
	POZ120	POZ121	385.6	384.6	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	178.141	178.201	351.51	50.7	2.14	0.78	1.00
	POZ121	POZ135	384.4	383.4	100	0	1.00	0	3000	18	0.011	0.300	0.000	0.060	178.201	178.261	351.51	50.7	2.14	0.78	1.00

4.5 Descarga de aguas residuales

El punto de descarga del sistema de alcantarillado sanitario diseñado es el Pozo 135 que dará inicio al colector que conducirá las aguas residuales a la planta de tratamiento pero se empalmará con el último pozo del alcantarillado existente en el Pozo 122.

CAPITULO V

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO

5.1 Consideraciones generales

Para que el sistema de alcantarillado sanitario funcione correctamente se hace necesario dar un mantenimiento constante, el cual puede ser de dos tipos:

- Mantenimiento preventivo: Este se proporciona al sistema de alcantarillado sanitario con el objetivo de prevenir posibles obstrucciones o fracturas en la red; básicamente el mantenimiento preventivo consiste en la limpieza de los pozos, lavado de colectores, sustitución de tapaderas de pozos de visita y colectores en mal estado.
- Mantenimiento correctivo: Este se brinda para corregir una situación anómala que se está dando en la red de alcantarillado la cual puede ser la obstrucción o fractura de un colector, pozo o acometida de aguas negras. Dicho mantenimiento consiste en la remoción de los sólidos que están obstruyendo la red o en la reparación de fracturas de la tubería.

La organización de la operación y el mantenimiento de las alcantarillas deben estar a cargo de la autoridad responsable. Una buena conservación del sistema de alcantarillado requiere el apropiado conocimiento de la localización de las alcantarillas.

El departamento involucrado en la operación del sistema de alcantarillado debe asegurarse de que su personal ya se haya informado durante el periodo de construcción, respecto a sus futuras responsabilidades. Ello permitirá iniciar las operaciones sin mayores dificultades. Todo el trabajo de mantenimiento debe desarrollarse siguiendo cronogramas anuales y mensuales fijos.

La operación de un sistema de alcantarillado comienza con la aceptación oficial de las estructuras terminadas. Considerando los siguientes elementos:

- (1) La condición exacta de las estructuras en el momento de la aceptación oficial.
- (2) La culminación del trabajo de construcción.
- (3) El paso de la responsabilidad a la autoridad encargada de operar el sistema.

Generalmente, la construcción se aprueba por fases; lo cual es necesario porque algunas secciones se recubren con tierra y no son visibles en el momento de la aceptación final.

Para las aceptaciones de progreso parcial, durante el curso de la construcción deberá inspeccionarse lo siguiente:

- La profundidad de la excavación, la pendiente y el lecho.
- Dimensiones de los cimientos (base) y de todas las otras estructuras.
- La disposición de las tuberías, la correcta ubicación de las bocas de entrada, bocas de inspección, el nivel de entrada y salida del agua en las diferentes alcantarillas que componen la estructura.
- La correcta ejecución (en lo que respecta a la calidad del trabajo de construcción) del moldeado del concreto, del enladrillado etc.
- La hermeticidad de las tuberías.

Antes de proceder a rellenar las zanjas, deben realizarse pruebas de fugas. Esto deberá hacerse con cuidado. Las tuberías deben estar cubiertas parcialmente con tierra, de tal manera que la presión de prueba no varíe su posición.

Antes de poner en funcionamiento las alcantarillas, deben de ser revisadas para extraer elementos que hubieran podido quedar atrapados durante el proceso de colocación.

5.2 Principales causas que alteran el sistema

Generalmente los avisos o quejas que se reciben con relación al sistema de alcantarillado, se refieren a obstrucciones, rotura de tuberías y malos olores. Las obstrucciones generalmente se presentan en la red, en diámetros pequeños en los cuales es imposible que penetre un hombre y estas llegan a obstruirse por el sedimento de arena y otros desperdicios, los cuales forman un lugar propicio para que se acumule la materia orgánica, con el consiguiente desprendimiento de malos olores. La grasa es otra de las causas más frecuentes en las obstrucciones de tuberías.

Otro problema que también se presenta en la red de aguas negras son las raíces de los árboles, las cuales penetran en la tubería a través de pequeños agujeros hasta llegar a obstruir el conducto. La penetración de las raíces se puede combatir mediante el uso de herramientas adecuadas para el mantenimiento de las alcantarillas. Otra de las causas aunque no muy común, es la presencia de hongos en las alcantarillas los cuales forman una red de filamentos que detienen los objetos flotantes.

Algunas veces cuando se levantan las tapaderas de los pozos de visita o por aberturas improcedentes se introducen desperdicios, restos de materiales de construcción, arenas y otros materiales sólidos los cuales también producen obstrucciones en el sistema. Para poder evitarlo es necesario que las tapaderas cierren herméticamente, o bien instalando tapaderas que solamente se puedan abrir con herramientas especiales.

Las roturas de las alcantarillas se producen a consecuencia de una mala cimentación, carga excesiva, vibraciones, socavación, deterioro progresivo y otras causas. Cuando se modifica la rasante de una calle, disminuyendo el recubrimiento de la alcantarilla, o con un aumento en el peso del tráfico o por la construcción de nuevas estructuras, constituyen otras de las causas de las roturas. También la presencia de ácidos y gases corrosivos pueden causar

deterioro al material de las alcantarillas. Y para finalizar se debe de mencionar el mal uso al que son sometidas la redes de alcantarillado, ya que se descargan en el sedimentos de arena, grasas y desperdicios que bien podrían ser retirados antes de ser descargados a la red.

5.3 Inspecciones del alcantarillado

La inspección de las alcantarillas debe ser considerada como una de las tareas de mantenimiento más importantes. A través de ésta se puede obtener información respecto al estado de las alcantarillas y de sus instalaciones auxiliares, así como respecto a la calidad de las aguas residuales. Por lo tanto, ayuda a asegurar que las aguas residuales fluyan libremente y a prevenir situaciones perjudiciales, tales como interrupción del flujo, alteraciones en el tránsito vial o daños causados por la calidad de las aguas residuales.

Las inspecciones externas se realizan cada mes o cada tres meses, según las condiciones locales, y están a cargo de una cuadrilla de tres hombres. Esta cuadrilla se encarga de detectar todo cambio inusual que indique una alteración en el flujo de las aguas residuales. En la medida de lo posible, cada cuadrilla debe estar integrada siempre por las mismas personas, pues es más probable que detecten alteraciones en el sistema gracias a su experiencia.

Cada alcantarilla se inspecciona internamente a intervalos fijos, entre una y cuatro veces al año, según su importancia y sus condiciones de operación; los trabajadores inspeccionan las alcantarillas accesibles y señalan si existen daños, sólidos depositados en el fondo o infiltraciones o fugas anormales. En base a este informe, las alcantarillas podrán luego ser limpiadas, lavadas, reparadas, etc. Las alcantarillas inaccesibles se inspeccionan utilizando espejos, luces, o cámaras de televisión especiales.

Las aguas residuales se controlan en lo que respecta a su cantidad y calidad. La cantidad de las aguas residuales se mide para obtener información respecto a la capacidad efectiva de descarga de las alcantarillas. La calidad de las aguas residuales se verifica mediante un análisis. Si bien se conoce la calidad para condiciones normales de operación, podrían producirse fluctuaciones debido a la introducción de residuos poco comunes o tóxicos, que puede ejercer un efecto dañino sobre la alcantarilla y la planta de tratamiento.

Las inspecciones tienen por objeto el comprobar obstrucciones, observar el funcionamiento de los mecanismos y su estado de servicio, determinar las condiciones de sus estructuras, aforar el gasto de aguas negras, y otros fines. Cuando en el sistema existe una alcantarilla que ocasiona problemas, se le debe prestar mayor atención con inspecciones periódicas, dejando inspecciones no tan periódicas a las alcantarillas que trabajan normalmente. Es conveniente efectuar aforos en los alcantarillados durante la época de lluvia para poder determinar la relación entre el gasto máximo y la capacidad del alcantarillado.

La inspección rutinaria de los alcantarillados cuyo tamaño es demasiado pequeño para que pueda penetrar en ellos una persona, se hace observando desde los pozos de registro, ya que no es necesario penetrar a un pozo de registro para poder determinar la presencia de arenillas, lodos, grasa, hongos, aguas negras en putrefacción, velocidad excesiva, lentitud en el escurrimiento de las aguas negras, estado físico de las escaleras y tapaderas de los pozos de registro, o la presencia de animales o insectos. Una forma práctica de determinar que un alcantarillado está trabajando bien, es destapando los pozos de visita y observando el comportamiento de flujo para ver si se mantiene constante entre pozo y pozo. Pero cuando se observa que el flujo retrocede o las aguas negras se mueven con lentitud, con espuma, putrefacción, acumulaciones de lodo en el fondo del pozo, y si el nivel de agua ha subido sobre las paredes, son signos de obstrucción en el alcantarillado. Si se

sospecha que hay obstrucción, se deberá hacer una inmediata inspección y comprobarlo.

Es importante llevar, un registro de todas las inspecciones realizadas, indicando la descripción de la inspección, la fecha, las condiciones encontradas, nombre del inspector y las medidas tomadas para efecto de las reparaciones. Si se han hecho aforos se indicará el método usado y los gastos observados. También es importante indicar en un plano a escala, el recorrido hecho, indicando datos del registro.

5.4 Limpieza del alcantarillado

Las alcantarillas pueden limpiarse utilizando:

- Un equipo manual en las alcantarillas accesibles
- Un equipo automático (mecánico o hidromecánico) en las alcantarillas inaccesibles

Para limpiar las alcantarillas manualmente, se utilizan varillas gambuzas y accesorios como palas y azadones, etc. El lodo recolectado de esta manera se acarrea y de allí se saca de las alcantarillas. Entre los métodos de limpieza que se pueden utilizar tenemos:

a) *Chorro a presión*

Se dirige un chorro de agua de alta velocidad a la tubería desde un pozo de visita y aquí se remueve las obstrucciones, la acumulación de basura y grasas, y corta raíces en tuberías de diámetro pequeño, es eficiente en tuberías de diámetro pequeño y con flujo reducido.

La limpieza con agua a presión puede ser automática y frecuente, pero también puede ser no automática y realizada a mayores intervalos. Para la limpieza de

los alcantarillados con agua a presión pueden usarse depósitos automáticos, registros especiales, mangueras de incendio, una conexión con una conducción principal de agua y otros métodos. Para conseguir mayor eficacia en la limpieza a presión es conveniente inspeccionar la alcantarilla a fin de remover los objetos grandes que puedan obstruirla.

Las obstrucciones también pueden desalojarse introduciendo una manguera 2 ½ pulg. de las que utiliza el cuerpo de bomberos, haciendo descargar el agua a presión por medio de una boquilla de 1" o menos; la presión del agua da rigidez a la manguera y apoyándola bien puede penetrar por distancias de 30 m. o más. También se usa la boquilla de autopropulsión ensamblada a la manguera, la boquilla giratoria tiene forma de bulbo y lanza además del chorro hacia delante, varios chorros hacia atrás los cuales ayudan a la boquilla a impulsarse hacia delante, girando al mismo tiempo la cabeza; es conveniente instalar adelante una cuchilla cortadora como la herramienta para cortar raíces.

b) Método del cucharón

Para aflojar los bancos de lodo, para cortar las raíces y desalojar las obstrucciones se pasan rejas u otros instrumentos cortantes a lo largo de la tubería. Uno de estos tipos de arado consiste en una especie de cucharón que marcha en sentido contrario al de la corriente de aguas negras, y cuando se ha llenado se le da vuelta y se vacía. El limpiador de alcantarillas de turbina, el cual consiste en una serie de hojas cortantes que se hacen girar por medio de un motor hidráulico, que funciona bajo una presión de 413.7 KN/m^2 , al cual se conecta por medio de una manguera de incendio del tipo normal, logrando avanzar a lo largo de la tubería por la rigidez que le produce a la manguera o por medio de varillas conectadas a un dispositivo especial; pero comúnmente se mueve a lo largo de la tubería por medio de un cable que gira alrededor de una polea ubicada dentro del pozo que le da la rigidez necesaria, para luego conectar al malacate. Las laminas giratorias cortan las raíces, levantan la grasa

y ayudada del agua que escurre afloja y revuelva los sedimentos; el movimiento helicoidal que se imprime al agua, es muy útil para impulsar los materiales hacia delante y limpiar las paredes de sedimentos.

c) Métodos hidromecánicos

De muy reciente implementación en el mercado podemos encontrarnos con máquinas de varilla que pueden limpiar líneas de drenaje de alcantarillado de 8" a 24" son fuertes y compactas, aptas para trabajos en líneas principales rectas en municipios, universidades, instituciones e industrias. Impulsan varillas seccionales para alcantarillados a través de trayectos largos y rectos de tuberías de mayor diámetro, hasta 150 metros de longitud.

Están equipadas con motor de gasolina de 6 HP y con transmisión hacia adelante y reversa. La varilla rota a 133 RPM hacia adelante y en reversa a plena aceleración.

El control de aceleración accionado a resortes es de manejo manual. La velocidad de la varilla varía con cada rango de velocidad. Regresa el motor a posición neutra y desembraga cuando el operario suelta el regulador.

Un dispositivo de límite de la torsión reduce al mínimo el retorcimiento de las varillas y la torsión excesiva a través del sistema de transmisión.



Figura 5.1 Máquina de varilla K-1000, RIDGID

Además en el mercado encontraremos máquinas de tambor para la atravesar las obstrucciones de tuberías 3" a 10", el desempeño, control del cable, durabilidad y maniobrabilidad exigida por los usuarios profesionales



Figura 5.2 Máquina de tambor K-7500, RIDGID

Y por último también contamos con las máquinas propulsoras de agua para líneas de drenaje de 2" a 8" proporcionan una presión real de funcionamiento de 3000 psi para dar respuesta a grandes aplicaciones comerciales e industriales. Este propulsor impulsa una manguera liviana y de alta flexibilidad a lo largo de las tuberías, abriéndose paso a través de obstrucciones de lodo, jabón, grasa y sedimentos. Cuando se recupera la manguera, se restriega la línea y se enjuagan los escombros, lo que devuelve a las líneas de drenaje su capacidad de flujo libre. Todo sin el uso de químicos nocivos.



Figura 5.3 Propulsor de agua KJ-3000, RIDGID

5.5 Reparaciones en el alcantarillado

Las reparaciones de las alcantarillas pueden dividirse en:

- Reparaciones preventivas o de cronograma regular, y
- Reemplazos

Estas reparaciones son generalmente de naturaleza preventiva, una reparación real es aquella cuya necesidad responde a circunstancias inesperadas. Los fondos disponibles para reparaciones y mantenimiento deben ser usados en forma económica y racional. Debe puntualizarse que los supuestos ahorros en el trabajo de mantenimiento pueden acabar significando la necesidad de reemplazos más costosos.

Las reparaciones más comunes en los sistemas de alcantarillado sanitario son las siguientes:

- Reparación o cambio de tapaderas de los pozos de visita que han sido dañados por el tráfico.
- Elevación o descenso de los brocales de los pozos de visita para compensar hundimientos de la cimentación o cambios de las rasantes de calles.
- Ajuste de las tapaderas de los pozos de registro que se han aflojado y que vibran con el tráfico de los vehículos.
- Sustitución de tuberías rotas.
- Afinado de las paredes de los pozos de registro que han sufrido erosión.
- Un motivo de frecuente reparaciones son las conexiones domiciliarias hechas por particulares, por eso es necesario que dichas conexiones se lleven a cabo por el personal de la oficina de operación y mantenimiento.

5.6 Medidas de protección al alcantarillado sanitario

De todos los servicios públicos, los sistemas de alcantarillado son probablemente los menos atendidos, se usan de manera inadecuada, en desproporción con los parámetros de diseño, sin la debida atención que requieren y sin la vigilancia de las autoridades competentes.

El buen funcionamiento de los sistemas de alcantarillado depende no solo del diseño, la construcción adecuada de este y la disponibilidad de una mano de obra competente; sino también de la protección del sistema de materiales dañinos que pueden ser descargados por la población.

Los parámetros más importantes que debe vigilar la oficina de operación y mantenimiento son:

- Cuando se reparan calles; durante los trabajos podrían introducirse materiales extraños en las tuberías.
- Cuando se realicen conexiones domiciliarias a los colectores, se debe asegurar que estas queden en perfectas condiciones.
- Se debe tener especial cuidado de no conectar las aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario y viceversa.
- Establecer normas para el buen uso y protección del sistema de alcantarillado sanitario; entre los parámetros que se deben tomar en cuenta en esta normativa se mencionan los siguientes: prohibir la descarga de sustancias corrosivas, inflamables o explosivas, de líquidos o gases de altas temperaturas, de materiales sólidos como arenas, cenizas y grasas, de animales muertos o desechos de cocina sin triturar.

CAPITULO VI

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

6.1 Características del lugar

El terreno donde se propone la instalación de la planta de tratamiento, se ubica al norte del casco urbano del municipio de Quezaltepeque. El cual posee una superficie que permite que los componentes de la planta puedan ser ubicados de la mejor manera posible para que puedan funcionar adecuadamente, encontrándose cerca el lugar en el que se realizará la descarga del agua residual tratada. El área con que cuenta el inmueble es aproximadamente 65,000 m², y se muestra en la Figura 6.1.



Figura 6.1 Ubicación del terreno propuesto para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domesticas

6.2 Parámetros de diseño y características del efluente

Las normas técnicas deben tenerse presentes a la hora del diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales, con el fin de garantizar que las aguas residuales descargadas a los cuerpos receptores no contribuyan a la degradación del medio ambiente y la salud del hombre.

En nuestro país la legislación con la que se cuenta para el control de aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor, es la establecida por el CONACYT. Dichas normas establecen los siguientes parámetros máximos permitidos, en la descarga de aguas residuales de origen doméstico.

PARAMETRO	VALOR MAXIMO PERMISIBLE
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅)	60 mg/l
Demanda química de oxígeno (DQO)	150 mg/l
Sólidos suspendidos	60 mg/l
Sólidos sedimentables	1 mg/l
Aceites y grasas	20 mg/l
Temperatura	30 ± 5 °C

Tabla 6.1 Parámetros máximos permitidos en el efluente del sistema para aguas residuales domésticas²⁸

²⁸ FUENTE: NORMA DE ESPECIFICACIONES DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR (CONACYT).

Para nuestro estudio se tomaron muestras del efluente existente, que se consideraron poco representativas, por lo que para la realización de nuestro trabajo se han seleccionado los parámetros que corresponden a los resultados obtenidos de la población de Atiquizaya. Con el objetivo de tomar datos más cercanos a la realidad, con relación a las costumbres, actividades y población en el país. A la vez estos fueron comparados con los valores de parámetros que se presentan en los libros de texto.

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADOS
Sólidos Suspendidos	mg/l	310
Sólidos Sedimentables	mg/l	7
DBO ₅	mg/l	300
DQO	mg/l	450
Aceites y grasas	mg/l	17

Tabla 6.2 Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo²⁹

²⁹ FUENTE: Trabajo de Graduación, DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE ATIQUIZAYA, UES.

6.3 Calculo del caudal

Para el cálculo del caudal se proyecta la población por el método geométrico, para un período de 15 años.

- No de habitantes: $P_{2008} = 57,000$
- Periodo de diseño de la planta de tratamiento: $n = 15$ años
- Tasa de crecimiento poblacional: $i = 2.3242\%$

$$Pob_{2023} = Pob_{2007} (1 + i)^n = (57000)(1 + 0.023242)^{15}$$

$$Pob_{2023} = 80455hab$$

Las dotaciones utilizadas para el cálculo se tomaron de la Norma Técnica de ANDA, Capitulo I, por tanto:

- Vivienda mínima = 125 l/h/d
- Dotación escuela = 40 l/estudiante/d
- Dotación clínicas Medicas = 500 l/consultorio/d
- Dotación clínicas Dentales = 1,000 l/consultorio/d
- Dotación de mercados = 15 l/m²/d
- No estudiantes = 15,000
- No de consultorios = 18 Médicos y 15 Dentales
- Área de mercados = 5,856 m²
- Área de infiltración = 500 Ha

De Norma de ANDA se tiene que el caudal es:

$$Q_{Dmax} = \left(K_2 * 0.8 \left(\frac{Pob * Dot}{86400} \right) + 0.1 A_{inf} \right)$$

$$Q_{Dmax} = \left(2.4 * 0.8 \left(\frac{(80455 * 125) + (15000 * 40) + (18 * 500) + (15 * 1000) + (5856 * 15)}{86400} \right) + 0.1(500) \right)$$

$$Q_{Dmax} = 29,567 \text{ l/s}$$

Donde:

K2: factor de hora máxima =2.4

En el cálculo anterior se ha tomado la población total, entre ellas se encuentra la población a la que se le dará servicio actualmente y además a las proyecciones de desarrollo urbano y posibles conexiones a futuro.

El caudal medio y el caudal mínimo considerando K3 = 0.3 se calculan de la siguiente forma:

$$Q_{Dmed} = \left(0.8 \left(\frac{Pob * Dot}{86400} \right) + 0.1 A_{inf} \right)$$

$$Q_{Dmed} = \left(0.8 \left(\frac{(80455 * 125) + (15000 * 40) + (18 * 500) + (15 * 1000) + (5856 * 15)}{86400} \right) + 0.1(500) \right)$$

$$Q_{Dmed} = 149.71 \text{ l / s}$$

$$Q_{Dmin} = \left(0.3 * 0.8 \left(\frac{(80455 * 125) + (15000 * 40) + (18 * 500) + (15 * 1000) + (5856 * 15)}{86400} \right) + 0.1(500) \right)$$

$$Q_{Dmin} = 79.91 \text{ l / s}$$

6.4 Selección de alternativas de diseño de planta de tratamiento

1. Rango de aplicación

Este parámetro puede convertirse en el primer criterio de selección e incluso de preselección, en el cual las características de la población (No. de habitantes a servir), define una restricción inmediata para la aplicación de determinado sistema, ya que cada tecnología de tratamiento presenta limitantes o valores máximos de caudal que son capaces de tratar en forma eficiente. La tabla 6.3 presentada a continuación, muestra en términos de eficiencia, el rango de aplicación de los diversos sistemas de tratamiento para las aguas residuales.

Sistema	Población							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>20,000
Fosa séptica	Op	A	L					
Tanques Imhoff	A	A	Op	Op	Op	A		
Zanjas y lechos Filtrantes	Op	Op	Op	A	L			
R.A.F.A.	Sa	Sa	L	A	Op	Op	A	
Zanjas de Oxidación	Sa	Sa	Sa	A	A	Op	Op	Op
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	A	A	Op	Op	Op	Op	Op	A
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	Sa	L	A	Op	Op	Op	A	L
Lagunas Aireadas	Sa	Sa	L	A	Op	Op	Op	Op
Lagunas Anaerobias	A	A	Op	Op	Op	Op	Op	A
Lagunas Facultativas	L	A	Op	Op	Op	Op	Op	Op
Limite (L)	Aceptable(A)			Optimo(Op)			Sin Aplicación (Sa)	

Tabla 6.3 Rangos de aplicación para sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir³⁰

³⁰ FUENTE: Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1990.

La población a la que se pretende dar servicio asciende a 80,455 habitantes. De la comparación entre las alternativas que se presenta en la tabla 6.3 Rangos de aplicación para sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir, se obtuvieron dos opciones.

Alternativa 1: Planta convencional		Alternativa 2: Sistema de lodos activados	
<i>Filtros Percoladores</i>	<i>L</i>	<i>Lodos Activados</i>	<i>A</i>

Tabla 6.4 Evaluación de alternativa para rango de aplicación

2. Superficie necesaria

El requerimiento de área que exige cada tecnología, podrá ser una limitante para su aplicación, ya que en muchos de los casos habrá que ajustar este requerimiento, a las dimensiones en área superficial disponible para este fin, si no existe la posibilidad.

Sistema	Requerimiento de área (m²/hab)
Fosa séptica	0.10-0.50
Tanques Imhoff	0.05-0.10
Zanjas y Lechos filtrantes	2-66
R.A.F.A.	0.05
Zanjas de oxidación	1.20-1.80
Lodos activados de tipo convencional	0.20-0.30 ³¹
Aireación prolongada (Lodos activados)	0.25-0.35
Filtros biológicos(Lechos bacterianos)	0.50-0.70
Lagunas aireadas	1.0-3.0
Lagunas anaerobias	1.0-3.0
Lagunas facultativas	2.0-20

Tabla 6.5 Superficie necesaria para la aplicación de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales³²

³¹ FUENTE: von Sperling, 1996

³² FUENTE: Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1990.

A continuación se muestra el área necesaria por los procesos de alternativas.

<i>Alternativa</i>	<i>Área requerida (m²)</i>
<i>Planta con filtro percolador</i>	<i>48273.0</i>
<i>Planta con aireación prolongada (Lodos activados)</i>	<i>24136.5</i>

Tabla 6.6 Evaluación de alternativa para superficie necesaria

Se descartan las opciones de lagunas de los diferentes tipos, debido a que exigen un área requerida para su construcción que resulta demasiado alta. Las dos alternativas poseen extensiones de terreno, adecuados para el área con la que se cuenta.

3. Simplicidad de construcción

Este aspecto refleja un indicador económico, ya que en términos de costos, un sistema puede ser técnicamente adecuado pero económicamente inviable. Estará en función de la capacidad económica (financiamiento), el desechar o adoptar un sistema determinado. La tabla 6.7 presentada en la página siguiente, muestra en forma estimativa, la simplicidad o complejidad en implementar un sistema de tratamiento, en función del movimiento de tierras, la obra civil y el equipo necesario para su funcionamiento.

Sistema	Movimiento de tierras	Obra civil	Equipo
Fosa séptica	MS	MS	MS
Tanques Imhoff	C	MC	MS
Zanjas y Lechos filtrantes	MS	MS	MS
R.A.F.A.	C	MC	S
Zanjas de oxidación	MS	C	MC
Aireación prolongada (Lodos activados)	MS	MC	MC
Filtros biológicos (Lechos bacterianos)	MS	C	C
Lagunas aireadas	C	MS	MC
Lagunas anaerobias	C	MS	MS
Lagunas facultativas	MC	MS	MS
Muy simple (MS)	Simple (S)	Complicado (C)	Muy complicado (MC)

Tabla 6.7 Simplicidad de construcción de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales³³

A continuación se presenta una comparación entre procesos de las dos alternativas.

Alternativa 1: Planta de filtros percoladores		Alternativa 2: Planta de lodos activados	
<i>Filtros percoladores</i>	<i>MS – C – C</i>	<i>Lodos activados</i>	<i>MS –MC –MC</i>

Tabla 6.8 Evaluación de alternativa para simplicidad de construcción

El movimiento de tierra es muy simple para ambas opciones analizando solamente el tratamiento secundario ya que el primario es similar para ambas. Con relación a obra civil la que presenta mayor complicación es la alternativa de lodos activados.

El equipo necesario de mayor complicación es la alternativa de lodos activados.

³³ FUENTE: Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1990.

4. Operación y mantenimiento

Este es un aspecto de suma importancia al considerar la propuesta de una alternativa de solución, de tal manera que la vida útil y la eficiencia esperada del sistema propuesto, en términos de calidad final del efluente, depende directamente de una buena operación y de un mantenimiento rutinario; a tal grado que muchos sistemas han colapsado por la falta de estos elementos.

La tabla 6.9 presentada a continuación refleja la simplicidad o complejidad de operar y mantener los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales, en función de tres variables fundamentales que intervienen en este proceso, asignando una estimación o ponderación cualitativa a cada una de ellas.

Sistema	Simplicidad de funcionamiento	Necesidad de personal	Frecuencia en el control
Fosa séptica	MS	P	PF
Tanques Imhoff	S	P	PF
Zanjas y lechos Filtrantes	S	P	PF
R.A.F.A	MC	M(Cal)	MF
Zanjas de Oxidación	MC	R(Cal)	F
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	MC	M(Cal)	MF
Filtros Biológicos(Lechos Bacterianos)	C	R	F
Lagunas Aireadas	C	R(Cal)	PF
Lagunas Anaerobias	MS	P	PF
Lagunas Facultativas	MS	P	PF
Muy simple (MS)	Simple (S)	Complicado (C)	Muy complicado (MC)
Poco Frecuente (PF)		Frecuente (F)	Muy Frecuente (MF)
Poco (P)	Regular (R)	Mucho (M)	Calificada (Cal)

Tabla 6.9 Requerimiento de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales³⁴

³⁴ FUENTE: Collado Lara, Ramón, DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España Ed. Señor, 1990.

Comparación entre alternativas:

Alternativa 1: Planta de filtros percoladores		Alternativa 2: Planta de lodos activados	
<i>Filtros percoladores</i>	<i>C – R – F</i>	<i>Lodos activados</i>	<i>MC –M(Cal)–MF</i>

Tabla 6.10 Evaluación de alternativa para operación y mantenimiento

Evaluando el tratamiento secundario de ambas alternativas, los lodos activados presentan muy complicado su funcionamiento.

Para las necesidades de personal, los lodos activados requieren de personal muy calificado.

La frecuencia en el control de los lodos activados requiere ser muy frecuente.

5. Costos índices de construcción

A este factor (por tendencia general) se le atribuye la ponderación más alta en la toma de dediciones, ya que representa el desembolso monetario inmediato. Sin embargo este factor deberá integrarse a todos los elementos de decisión antes descritos.

Indudablemente este factor representa un punto determinante para la selección final de un sistema de tratamiento. La tabla 6.11 presenta el costo unitario en dólares por habitante, para los diferentes sistemas de tratamiento, en función de la población a servir, en la tabla se encuentran datos que a pesar de ser antiguos y de otro país, dan una idea de comparación entre los costos de las diferentes unidades de tratamiento.

Sistema	Población							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>10,000
Fosa séptica	100	85						
Tanques Imhoff	100	83	70					
Zanjas y lechos filtrantes	1400	1100	800					
Aireación prolongada (Lodos Activados)	1200	620	500	400	350	300	250	220
Filtros biológicos (Lechos Bacterianos)	600	540	430	340	300	250	180	150
Lagunas aireadas					310	260	220	150
Lagunas anaerobias					40	35	20	20
Lagunas facultativas				160	120	100	70	50
Costo Unitario = US\$/hab. (dato de 1990)								

Tabla 6.11 Costos unitarios de construcción para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir³⁵

De acuerdo a la tabla anterior, que aunque no representan costos de nuestro país, la alternativa # 1 de los filtros biológicos presentan un costo menor al presentado por los alternativa # 2 que consiste en lodos activados.

Estos costos son tomados como un parámetro de evaluación y posteriormente se realizará el presupuesto para las alternativas que resulten más adecuados al final de esta evaluación.

6. Costos índices de operación y mantenimiento

La tabla 6.12 muestra los costos unitarios de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento monitoreados. El costo estimado está en función de la población a servir (No. de habitantes), expresado en US\$/habitante*año. Los registros datan del año 1990.

³⁵ FUENTE: Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1990.

Sistema	Población							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>10,000
Fosa séptica	5.5							
Tanques Imhoff								
Zanjas y lechos Filtrantes	31.5	14						
R.A.F.A								
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	40	36	30	25		18	15	13
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	35	25	22	18	15	12	10	8
Lagunas Aireadas					22	14	10	7
Lagunas Anaerobias					1.5	1.2	0.80	0.50
Lagunas Facultativas	8	7		5			2	2
Costo Unitario = US\$/habitante*año (dato de 1990)								

Tabla 6.12 Costos unitarios de operación y mantenimiento para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir³⁶

Como se puede observar, tomando en cuenta la tabla 6.12 que aunque no representan costos unitarios de nuestro país, la alternativa #1 de los filtros biológicos presentan un costo menor por habitante al año que el presentado por los alternativa # 2 que consiste en lodos activados.

Como se mencionó anteriormente, de las alternativas que resulten de esta evaluación se realizará su respectivo presupuesto.

³⁶ FUENTE: Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1990.

7. Eficiencia de remoción

Este elemento de selección es muy importante a nivel técnico, ya que en función de los requerimientos de tratamiento impuestos por las características de las aguas residuales sin tratar, y de la calidad final necesaria en el efluente; así será el sistema que encaje y satisfaga precisamente estas demandas.

La eficiencia de remoción de los parámetros físico-químicos y bacteriológicos es un factor determinante para proponer un sistema de tratamiento en particular.

Etapas	Materia orgánica (Remoción DBO-%)	Sólidos suspendidos (%)	Nutrientes (%)	Bacterias (%)
Preliminar	5-10	5-20	No remueve	10-20
Primario	25-50	40-70	No remueve	25-75
Secundario	80-95	65-95	Si remueve	70-99
Terciario	40-99	80-99	Hasta el 99%	99.99%

Tabla 6.13 Eficiencia de remoción según la etapa de tratamiento - Valores promedios³⁷

En cuanto a la eficiencia de remoción de los procesos, solamente se puede observar el porcentaje esperado de cada etapa del tratamiento.

³⁷ FUENTE: Pessoa y Jordao. Tratamiento de esgotos domésticos. Folheto Técnico. CETESB. Sao Pablo, Brasil: 1989. 80 pp.

8. Impacto ambiental

Este elemento refleja la integración al ambiente de un sistema determinado, o bien la reacción adversa que producirá su implementación. Es muy difícil y arriesgado definir que un sistema en particular genera un desbalance sensible al entorno, o que se adapta fácilmente; estableciendo una tendencia rígida de que así se comportará en todos los casos. Cada sistema se adaptará en función de la capacidad que el proyectista tenga para cubrir o compensar aquellos aspectos que son desfavorables del sistema minimizando los efectos negativos, evidentes y notorios del sistema.

Se considera que sólo la información obtenida de sistemas en operación es la fuente principal que respaldará la elaboración de aceptación o rechazo de los sistemas monitoreados, ya que cada localidad posee un entorno diferente.

Es importante enfatizar que cuando se trata de implementar una planta de tratamiento de aguas residuales, se acredita un rechazo de inmediato, ya que se habla de manejar desechos indeseados, contaminados, mal oliente, etc., que generan efectos secundarios lógicos y consecuentes de manejar este tipo de desechos. Lo anterior permite comprender que cuando se habla de impacto ambiental mínimo, no se refiere a la ausencia total y absoluta de efectos molestos e indeseables; si no más bien de la mínima percepción de estos efectos que estarán presentes como lógica consecuencia de tratar aguas residuales. La tabla 6.14 refleja algunos aspectos registrados con frecuencia en sistemas de tratamiento, asociados (cada uno) con un factor indicador.

Sistema	Molestias de			Integración al entorno	Riesgos para la salud	Efectos al suelo
	Olores	Ruidos	Insectos			
Fosa séptica	PF/Ba	PI	PA	B	A	Ba
Tanques Imhoff	PF/Me	PI	PA	B	A	Me
Zanjas y lechos filtrantes	PN	PI	PA	N	A	PF
R.A.F.A	PF/A	PI	PI	N	A	Me
Aireación prolongada (Lodos activados)	PA	PF	PI	M	PA	PI
Filtros biológicos (Lechos bacterianos)	PA	PA	PA	M	Ba	PI
Lagunas aireadas	PA	PF	PN	N	Me	PN
Lagunas anaerobias (a)	PF	PI	PN	M	A	PN
Lagunas facultativas (a)	PI	PI	PN	N	Me	PN
(a) Malos olores producto de: Mala operación y mantenimiento o bien errores en el diseño.						
Problemas inexistente (PI)		Problema Atípico (PA)		Problema Normal (PN)		
Problema Frecuente (PF)		Buena (B)		Normal (N)		
Mala (M)		Alto (A)		Medio (Me)		Bajo (Ba)

Tabla 6.14 Estimativa de impacto ambiental para diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales³⁸

Evaluación de alternativas:

La que presenta mejores resultados son los filtros biológicos.

Alternativas 1 y 2	Molestias de			Integración al entorno	Riesgos para la salud	Efectos al suelo
	Olores	Ruidos	Insectos			
Filtros biológicos (Lechos bacterianos)	PA	PA	PA	M	Ba	PI
Aireación prolongada (Lodos activados)	PA	PF	PI	M	PA	PI
Problemas inexistente (PI), Mala (M),	Problema Atípico (PA), Alto (A),			Problema Frecuente (PF), Bajo (Ba)		

Tabla 6.15 Evaluación de alternativas para impacto ambiental

³⁸ FUENTE: Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1990.

9. Producción y manejo de lodos

La producción de lodos en un proceso de depuración de aguas residuales, en muchos de los casos, absorbe una gran parte de los costos de operación y mantenimiento por lo que deben considerarse prioritarios aquellos sistemas que produzcan menor volumen de lodos o cuya evacuación tratamiento o disposición sea más simple. La tabla 6.16 presenta rangos estimados de producción de lodos, para diversos sistemas de tratamientos; expresados en litros/m³ de aguas residuales.

Sistema	Producción de lodos (l/m ³)
Fosa séptica	0.90-2.00
Tanques Imhoff	1.50-2.00
Zanjas y lechos filtrantes	
R.A.F.A.	45-60 Kg. SS/m ³ de AR
Zanjas de oxidación	
Aireación prolongada (Lodos activados)	3.70
Filtros biológicos(Lechos bacterianos)	1.30
Lagunas aireadas	1.2-5.0
Lagunas anaerobias	0.40-0.70
Lagunas facultativas	1.2-1.6

Tabla 6.16 Rangos estimados de producción de lodos en función del sistema de tratamiento de agua residual adoptado³⁹

De la tabla anterior se obtiene que, para el proceso de lodos activados se realiza una producción de lodos prácticamente tres veces la cantidad que se produce en el proceso de filtros percoladores. Por lo que es más favorable esta última.

³⁹ FUENTE: Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1990.

Vieira, Sonia, Tratamiento de aguas residuales domésticas. Folleto técnico, CETESB, Sao Pablo Brasil, 1990.

Mediante el proceso de selección de alternativas que se realizó anteriormente, se puede concluir que la opción más conveniente tanto técnica como económicamente es la opción de planta de tratamiento con filtros percoladores, por lo cual se realizará el diseño del sistema de tratamiento mediante filtros percoladores de baja carga y de alta carga para posteriormente determinar cuál de las dos es la mejor opción.

6.5 Alternativas de diseño de la planta de tratamiento

6.5.1 Alternativa de Tratamiento # 1

La alternativa # 1, seleccionada cuenta con los siguientes elementos:

Pre - tratamiento

- Sistema de rejas
- Desarenador
- Medidor de caudal Parshall

Tratamiento primario

- Sedimentador primario

Tratamiento secundario

- Sistema de filtros percoladores de baja carga
- Sedimentador secundario

Tratamiento de lodos

- Digestor de lodos
- Patio de secado de lodos

Alternativa de tratamiento # 1

Pre –tratamiento:

Sistema de rejas

Canal de entrada: Para el diseño del canal de entrada se considerará el caudal máximo que pueda tenerse en la planta de tratamiento y éste corresponde al caudal máximo horario que tiene el valor de:

$$Q_D = 289.30l / s = 0.2893m^3 / s$$

Para el diseño de los elementos de la planta de tratamiento se tomarán en cuenta parámetros que se encuentran en Normas Internacionales como se presenta a continuación la siguiente Tabla 6.17 resumen.

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de limpieza	-	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica
Tipo de barra	-	Rectangular			Rectangular		
Espesor de barra	mm.	-	-	-	-	5 -15	-
Ancho de barra	mm.	-	-	-	-	30 - 75	-
Espaciamiento entre barras	mm.			15 a 50	3 y 77	20 y 50	-
Velocidad entre barras Limpias	mm.	-	-	-	0.6 y 1.2	0,60 a 0,75	-
Velocidad de aproximación	m/s	-	-	0.3 y 0.6	0.3 y 0.9	0,30 y 0,60	-
Angulo de inclinación de las barras (con respecto a la horizontal)	grados	-	-	-	-	45 y 60	-

Tabla 6.17 Comparación de Normas Internacionales

Parámetros de diseño:

$$Q = 0.2893 m^3 / seg$$

$$V = 0.6 m/s$$

Por continuidad y conociendo la velocidad, encontramos el área transversal:

$$Q = A * V$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.2893}{0.6} = 0.482m^2$$

Asumiendo un ancho de canal (b) de 68 cm, agregando un 25% por seguridad, el ancho es:

$$b = 0.85 \quad 0.9 \text{ m}$$

Para encontrar el tirante del flujo considerando un canal de sección rectangular se tiene que:

$$A = T*b; \text{ (Donde T es el tirante, o profundidad del flujo)}$$

Despejando T:

$$T = A / b$$

Sustituyendo valores y resolviendo para T:

$$T = 0.482m^2 / (0.9) \text{ m}$$

T = 0.57 m, se recomienda un borde libre de 0.43m.

Profundidad total del canal = 1.00 m.

Para determinar la pendiente se utilizó la fórmula de Manning (coeficiente de rugosidad $n = 0.015$ para concreto).

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

$$0.6 = \frac{\left(\frac{0.482}{1.985}\right)^{2/3} S^{1/2}}{0.015}$$

$$S \cong 0.0534\%$$

Sistema de rejas: Para la realización del diseño se han tomado en cuenta la Tabla 6.18 de parámetros:

Parámetro	Parámetro recomendado
Forma de barra	Rectangular No debe utilizar barras de refuerzo
Ancho de barra	5 – 15 mm
Espesor de barra	25 – 40 mm
Espaciamiento (aberturas) entre barras	25 – 50 mm 50 mm recomendado para que las heces humanas pasen por las barras.
Inclinación con la vertical	45 – 60°
Plataforma de drenaje	Suficientemente ancha para realizar el almacenamiento temporal del material retenido en condiciones sanitarias
Canaleta de desvío (By-pass)	Suficiente para desviar el caudal máximo durante una emergencia
Material de construcción de barras y plataforma de drenaje	Acero inoxidable o galvanizado y aluminio
Velocidad de aproximación	0.45 m/s
Tiempo de retención en canal de aproximación	>= 3 s
Largo de canal de aproximación	>= 1.35 m.
Velocidad a través de las barras	<= 0.6 m/s para caudal promedio <= 0.9 m/s para caudal máximo
Perdida de carga máxima	0.15 m.
Cantidad de material retenido	0.008 – 0.038 m ³ /1000 m ³ .
Disposición de material retenido	Solución técnica utilizando métodos sanitarios

Tabla 6.18 Parámetros de diseño para rejillas⁴⁰

⁴⁰ FUENTE: (Adaptado de Reynolds y Richards, 1996)

	Forma de la sección transversal						
Factor de forma	A	B	C	D	E	F	G
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

Tabla 6.19 Factor de forma para rejillas

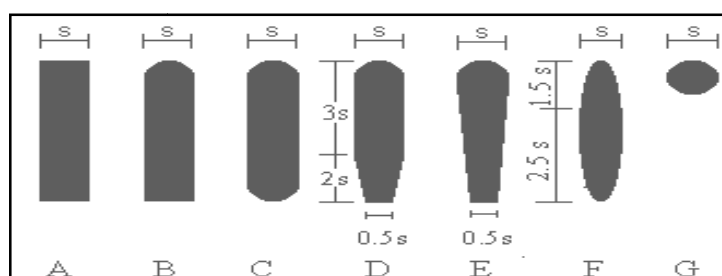


Figura 6.2 Secciones de rejillas

Espaciamento		
Tipo	Pulgadas	Milímetros
Gruesa	Por encima de 1 1/2	40 a 100
Media	3/4 a 1 1/2	20 a 40
Fina	3/8 a 3/4	10 a 20

Tabla 6.20 Espaciamento entre rejillas⁴¹

⁴¹ FUENTE: Adaptación de Azevedo Netto y Hess (1973)

Tipo de rejilla	Sección	
	mm x mm	pulg. x pulg.
Gruesa	10 x 50	3/8 x 2
Gruesa	10 x 60	3/8 x 2 1/2
Gruesa	13 x 40	1/2 x 1 1/2
Gruesa	13 x 50	1/2 x 2
Media	8 x 50	5/16 x 2
Media	10 x 40	3/8 x 1 1/2
Media	10 x 50	3/8 x 2
Fina	6 x 40	1/4 x 1/2
Fina	8 x 40	5/16 x 1 1/2
Fina	10 x 40	3/8 x 1 1/2

Tabla 6.21 Sección transversal rectangular de las barras⁴²

Parámetros para diseño:

- Ancho $b = 10$ mm.
- Espacio/barras: $e = 20$ mm.(Para rejas medias)
- Inclinación: $= 60^\circ$
- Coeficiente de sección: $= 2.42$ (sección rectangular)
- Ancho de canal de conducción $= 90$ cm.
- Profundidad de canal $= 100$ cm.
- Velocidad de aproximación : $V = 0.6$ m/s

⁴² FUENTE: Adaptación de Azevedo Netto y Hess (1970)

La pérdida de carga por la obstrucción de los barrotes será:

$$\Delta h = \left(\frac{b}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$h = 2.42 * \left(\frac{10}{20}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0.6)^2}{2 * 9.81} \text{sen}60^\circ$$

$$h = 1.52 \text{ cm}$$

Para condición de rejillas sucias en un 50%:

Esta condición implica que el espacio libre entre barras (e') será el 50% que al estar limpias. Implica también que el espesor de las barras (b') se verá incrementado en un valor igual a la mitad de la reducción del espacio libre a cada lado de ellas.

$$e' = 2(0.5) = 1 \text{ cm}$$

$$b' = 1 + 1 = 2 \text{ cm}$$

Para condición de rejillas sucias la pérdida de carga será:

$$\Delta h = \left(\frac{b'}{e'}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$h = 2.42 * \left(\frac{20}{10}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0.6)^2}{2 * 9.81} \text{sen}60^\circ$$

$$h = 9.66 \text{ cm}$$

La pérdida de carga promedio es:

$$\Delta h_{PROM} = \frac{\Delta h + \Delta h_i}{2} = \frac{(1.52 + 9.66)}{2} = 5.59 \text{ cm}$$

Numero de barras:

$$N = 30 \text{ Barras}$$

Diseño de desarenador

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Número de cámaras desarenadoras	unidad	2.00	2.00	2.00
Velocidad en las cámaras	m/h	0.20 – 0.40	0.20– 0.40	0.30 – 0.36
Tiempo de retención hidráulico	Minutos	20 segundos y 3 minutos	20 segundos y 3 minutos	A definir oportunamente
Tasa de desbordamiento	m ³ /m ² /día	700 y 1600	700 - 1600	1080 y 1680
Tipo de limpieza	-	Manual para Q _{max} inferiores a 50 l/s	Manual para Q _{max} <50 l/s	Manual
Caudal de diseño	m ³ /día	Q _{máx} horario	Q _{máx} horario	Q _{máx} horario
Frecuencia mínima de limpieza	semana	-	-	1 vez
Estructuras de control de caudal	unidad	Sutro	Sutro	Sutro, Parshall o Palmer

Tabla 6.22 Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores

Tamaño de la Partícula	Formula de Allen	Valores Prácticos
mm	cm/s	cm/s
1,0	8,5	10,0
0,5	4,3	5,0
0,3	2,6	4,3
0,2	1,7	2,4
0,1	0,9	0,9

Tabla 6.23 Velocidad de sedimentación, en función del diámetro de las partículas⁴³

⁴³ FUENTE: Adaptación de Azevedo Netto y Hess (1970)

Sección transversal (S): asumiendo velocidad de escurrimiento 0.3 m/s y teniendo que $Q = 0.2893 \text{ m}^3/\text{s}$ y asumiendo una profundidad del flujo (h) de 0.57 m, entonces:

$$S = \frac{Q_{max}}{V_{esc}} = \frac{0.289}{0.3}$$

$$S = 0.964 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho} = \frac{S}{h} = \frac{0.964}{0.57} = 1.69 \text{ m}$$

Para Q_{min} y asumiendo una profundidad de flujo de 57 cm el área transversal requerida es:

$$S = \frac{Q_{min}}{V_{esc}} = \frac{0.079}{0.3}$$

$$S = 0.266 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho} = \frac{S}{h} = \frac{0.266}{0.57} = 0.46 \text{ m}$$

Recomendación final: 3 desarenadores de sección transversal 0.9 m x 1.00 m

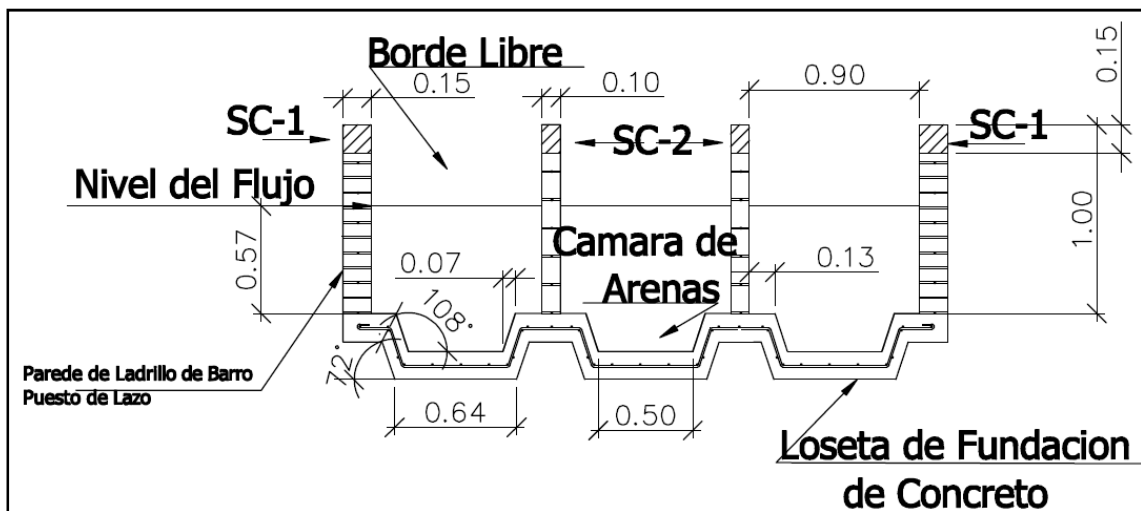


Figura 6.3 Sección transversal de desarenadores

Longitud del desarenador: la longitud será la necesaria para que se produzca la sedimentación de arenas de diámetro de 0.2 mm cuya velocidad de sedimentación (V_s) es de 0.024 m/s (carga superficial).

$$A_{superf} = \frac{Q}{V_s} = \frac{0.289}{0.024}$$

$$A_{superf} = 12.054 m^2$$

$$Long = \frac{A_{sup}}{ancho} = \frac{12.05}{1.80} = 6.69 m$$

Para asegurar un 75% de remoción de las partículas escogidas y por turbulencia que se produce a la entrada y salida del canal, se añade un 50% de longitud extra.

$$Long = 6.69 + 3.34 = 10.0 m$$

Almacenamiento de arena:

$$VOL_{ALMAC} = AREA * LONGITUD = (0.113 * 10.0 * 2.00) \text{ (Número de desarenadores)}$$

$$VOL_{ALMAC} = 2.26 m^3$$

Producción de arenas: para América Latina 30 – 40 litros de arena/1000m³ de agua residual.

$$Producción Diaria = ((40/1000) * 24995.52) / 1000 = 0.999 m^3 / d$$

Periodo entre remociones:

$$\frac{2.276}{0.999} = 2.277 d$$

Aproximadamente 1 limpieza cada 2 días.

Diseño de medidor de caudal Parshall

a) Condiciones que tiene que cumplir un Parshall

W (garganta)		Capacidad l/seg	
Pulg.	cm.	MINIMO	MAXIMO
3"	7.6	0.9	53.8
6"	15.2	1.5	110.4
9"	22.9	2.6	251.9
1'	30.5	3.1	455.6
1.5'	45.7	4.3	696.2
2'	61	11.9	936.7
3'	91.5	17.3	1426.3
4'	122	36.8	1921.5
5'	152.5	62.8	2422
6'	183	74.4	2929
7'	213.5	115.4	3440
8'	244	130.7	3950
10'	305	220	5660

Tabla 6.24 Limites de aplicación, medidores Parshall con descarga libre⁴⁴

Con $Q_{max} = 289.3$ l/s y $Q_{min} = 79.91$ l/s

⁴⁴ FUENTE: "MANUAL DE HIDRAULICA" (J.M. de Azevedo Netto, Guillermo Acosta, pág. 474, 1ª Edición, 1976)

Se selecciona un W de 1 pie ó 30.5 cm, con una capacidad mínima de 3.1 l/s y una capacidad máxima de 455.6 l/s.

Las dimensiones para este ancho de garganta vienen de la tabla 6.25

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61	33	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4
9"	22.9	88	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61	84.5	91.5	61	91.5	7.6	22.9
1 ½'	45.7	144.9	142	76.2	102.6	91.5	61	91.5	7.6	22.9
2'	61	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122	157.2	91.5	61	91.5	7.6	22.9
4'	122	183	179.5	152.5	193.8	91.5	61	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	192.3	194.1	183	230.3	91.5	61	91.5	7.6	22.9
6'	183	213.5	209	213.5	266.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224	244	303	91.5	61	91.5	7.6	22.9
8'	244	244	239.2	239.2	340	91.5	61	91.5	7.6	22.9
10'	305	274.5	427	427	475.9	122	91.5	183	15.3	34.3

Tabla 6.25 Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)⁴⁵

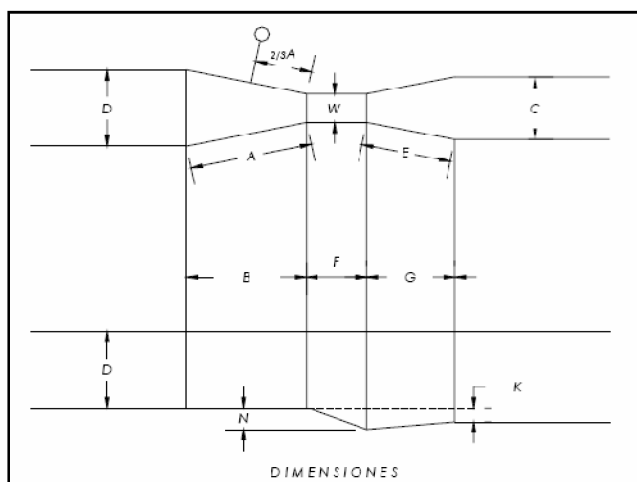


Figura 6.4 Dimensionamiento del medidor de caudal Parshall

⁴⁵ FUENTE: "MANUAL DE HIDRAULICA" (J.M. de Azevedo Netto, Guillermo Acosta, pág. 472 1ª Edición, 1976)

Punto de medición:

La medida de carga H se recomienda tomarla a 2/3 A o 2/3B (Manual de Hidráulica, Azevedo Netto, Guillermo Acosta Pág. 474).

En este caso se tomara a (2/3) A resultando:

$$PM = (2/3)(137.2\text{cm}) = 91.46\text{cm} \quad 0.91 \text{ m}$$

Medición del caudal:

El caudal puede ser obtenido empleando la siguiente fórmula propuesta por R. L. PARSHALL.

$$Q = KH^n$$

Donde:

K = coeficiente que depende de la relación de estrechamiento

H = medida de la carga o altura en la zona de medición

n = es un exponente que depende del tamaño del medidor

Los valores de n y K son tomados de la siguiente tabla 6.26.

W		n	K	
Pulg., Pies	m		U. Métricas	U. Inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.0992
6"	0.152	1.58	0.381	2.06
9"	0.229	1.53	0.535	3.07
1'	0.305	1.522	0.69	4
1 ½'	0.457	1.538	1.054	6
2'	0.61	1.55	1.426	8
3'	0.915	1.566	2.182	12
4'	1.22	1.578	2.935	16
5'	1.525	1.587	3.728	20
6'	1.83	1.595	4.515	24
7'	2.135	1.601	5.306	28
8'	2.44	1.606	6.101	32

Tabla 6.26 Valores del exponente n y el coeficiente K⁴⁶

Es decir que para nuestro caso la ecuación para determinar el caudal es la siguiente:

$$Q = 0.69H^{1.522}$$

Con los valores de caudal máximo y caudal mínimo encontramos los valores de H para ambas situaciones:

⁴⁶ FUENTE: "MANUAL DE HIDRAULICA" (J. M. DE Azevedo Netto, Guillermo Acosta, pág. 476)".

$$H_{\max} = 1.522 \sqrt{\frac{0.2893}{0.69}} = 0.5649\text{m} = 56.50\text{cm}$$

$$H_{\min} = 1.522 \sqrt{\frac{0.079}{0.69}} = 0.2426\text{m} = 24.26\text{cm}$$

Condiciones de descarga:

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos:

- a) flujo o descarga libre (D.L.)
- b) ahogamiento o sumersión (S)

En el caso del flujo libre es suficiente medir la carga H para determinar el caudal (Figura 6.5). Si el medidor es ahogado, será necesario medirse también, una segunda carga H₂, en un punto próximo a la sección final de la garganta (Figura 6.5).

La relación H₂ / H (grado de sumersión S) constituye la razón de sumersión:

- Si H₂ / H = 0.60 (60%) para los Parshall con W = 3,6 ó 9 pulgadas, D.L.
- Si H₂ / H = 0.70 (70%) para los Parshall con W = 1 a 8 pies, D.L.

Para nuestro caso la relación H₂/H deberá ser menor o igual a 0.7.

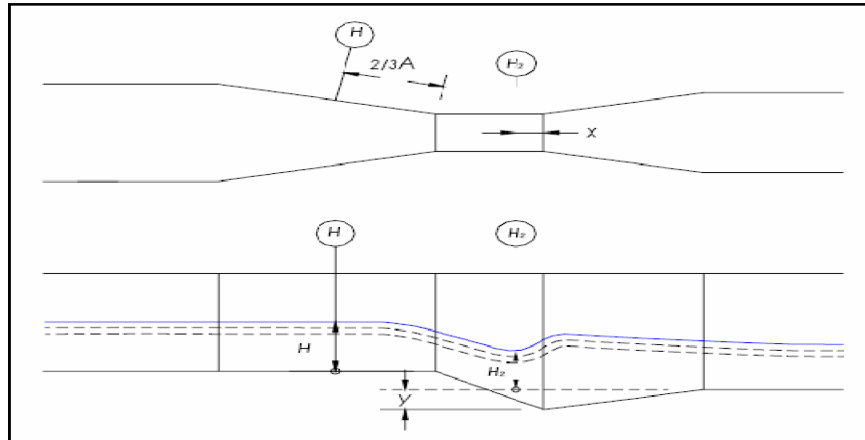


Figura 6.5 Punto de medición del medidor de caudal Parshall

Si los límites anteriores se exceden será entonces necesario, medir las dos alturas para calcular el caudal. La descarga real será inferior a la obtenida por la fórmula, siendo indispensable aplicar una corrección C negativa a la ecuación de caudal anterior.

$$Q = KH^n - C$$

Donde:

$$C = K \left(H \left(\frac{H_2}{H} \right) \right)^n$$

Luego:

$$Q = K(H_n - H_2^n)$$

De cualquier manera la sumergencia nunca deberá exceder el límite práctico de 95%, pues arriba de este valor, no se puede contar con la precisión deseable (Manual de Hidráulica, J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta, Pág. 473)

Pérdida de carga:

La pérdida de carga que tiene lugar en un medidor Parshall está en función de su tamaño W , del gasto Q y del grado de sumersión S con que trabaja la estructura.

Para calcular la pérdida de carga se usó el siguiente nomograma Figura 6.6 recomendado por J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta.

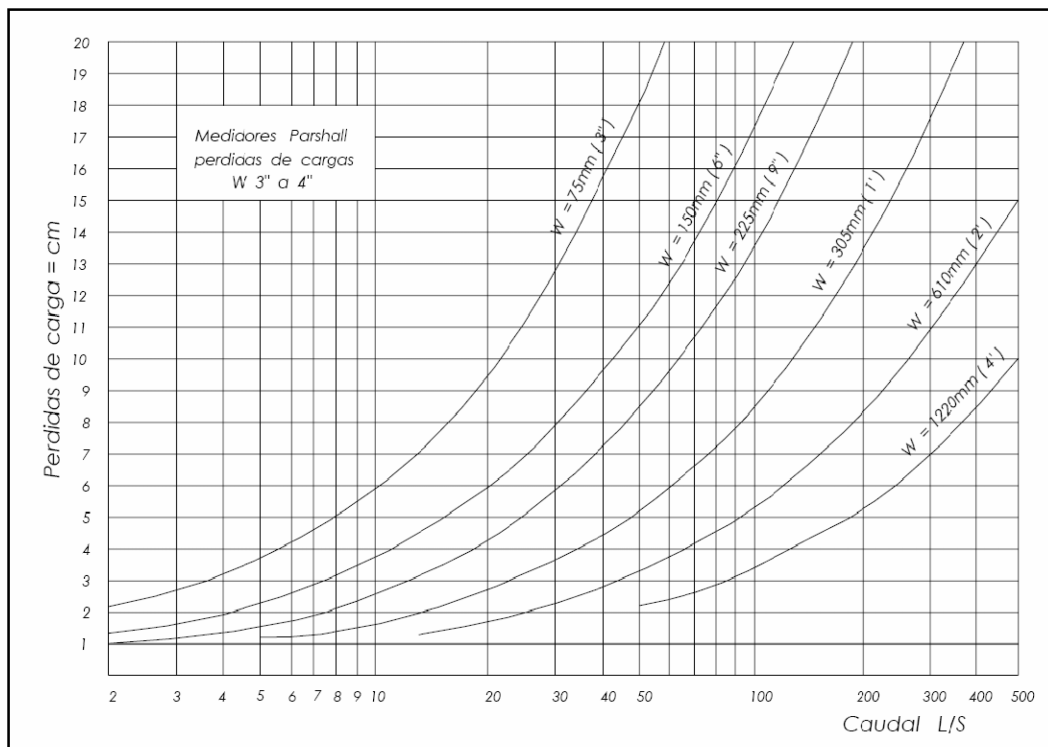


Figura 6.6 Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall

De acuerdo con el nomograma anterior se obtienen las siguientes pérdidas:

$$h_f \text{ para } Q_{\max} = 17.0 \text{ cm}$$

$$h_f \text{ para } Q_{\min} = 7.3 \text{ cm}$$

Tratamiento primario

Diseño de sedimentador primario

Se utilizará un sedimentador circular (Dourmunt) con una pendiente en el fondo de 45° con la horizontal.

Además se utilizan los parámetros de carga hidráulica y tiempo de retención de la Tabla 6.27 presentada a continuación.

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA			
Parámetro	Intervalo	Valor	
		Típico	
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario			
Tiempo de detención, h	1.50 – 2.50	2.00	
Carga superficial, m ³ /m ² .h			
A caudal medio	1.35 – 2.05		
A caudal máximo	3.40 – 5.10	4.25	

Tabla 6.27 Parámetros de diseño para sedimentadores⁴⁷

Considerando un período de retención de 1.5 horas, y diseñando con el caudal medio diario de 149.71 l/s.

El volumen del sedimentador se calcula considerando el volumen de almacenamiento de agua durante el período de retención seleccionado y el volumen necesario para almacenar durante 5 días los lodos, evitando la presencia de malos olores.

⁴⁷ FUENTE: “Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales” del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.

El volumen de almacenamiento de agua (V_{ar}) se calcula así:

$$V_{ar} = Q \times t_r = 0.1497 \text{ m}^3/\text{s} \times 1.5 \text{ h} \times 3600 \text{ s/h} = 808.38 \text{ m}^3$$

Las cantidades de lodo producidas por el sedimentador se tomaron de la Tabla 6.28 presentada en la página siguiente.

Procesos de Tratamiento	Cantidad Normal de Fango			Humedad (%)	Peso Especifico de S. del Fango	Peso Especifico del Fango	Sólidos Secos	
	M3/miles de m3 de A.R.	t/miles de m3 de A.R.	M3/1000 personas y día				Kg/miles de m3 de A.R.	Kg/1000 personas y día
Sedimentación Primaria								
Sin Digerir	2.950	3.300	1.090	95.0	1.4	1.02	150	56
Digeridos en Tanques Separados	1.450	1.650	0.530	94.0	-	1.03	90	34
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.250	0.160	60.0	-	-	90	34
Digerido y deshidratado en filtro de vacío	-	0.360	0.120	72.5	-	1	90	34
Filtro Percolador	0.745	0.830	0.270	92.5	1.33	1.025	57	22
Precipitación Química	5.120	5.800	1.900	92.5	1.93	1.03	396	150
Deshidratado en Filtro de vacío	-	1.580	0.550	72.5	-	-	396	150
Sedimentación Primaria y fango activado:								
Sin Digerir	6.900	7.800	2.550	96.0	-	1.02	280	106
Sin digerir y deshidratado en filtro de vacío	1.480	1.550	0.560	80.0	-	0.95	280	106
Digerido en tanque separado	2.700	3.000	1.000	94.0	-	1.03	168	63
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.450	0.500	60.0	-	-	168	63
Digerido y deshidratado en filtros de vacío	-	0.920	0.330	80.0	-	0.95	168	63
Fango Activado								
Fango Húmedo	19.400	20.000	7.200	98.5	1.25	1.005	270	102
Deshidratado en Filtro de vacío	-	1.500	0.530	80.0	-	0.95	270	102
Secado por calentadores térmicos	-	0.300	0.080	4.0	-	1.25	270	102
Fosas Séptica, digerido	0.900	-	0.320	90.0	1.4	1.04	97	37
Tanque Imhoff, digerido	0.500	-	0.180	85.0	1.27	1.04	83	31

Tabla 6.28 Cantidad normal de lodos producidos por distintos procesos de tratamiento⁴⁸

⁴⁸ FUENTE: Metcalf y Eddy página 613.

Se tomó el dato de $2,950 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de A.R. que corresponde a la sedimentación primaria, con lodos sin digerir.

Con este dato obtenemos el volumen de lodos producidos en el sedimentador primario cada día (V_{isp}):

$$V_{isp} = \frac{2.950 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.1497 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}/\text{d} = 38.15 \text{ m}^3/\text{d}$$

Considerando que las remociones se harán cada 5 días se obtiene un volumen de almacenamiento de lodos así:

Volumen de almacenamiento de lodos:

$$V_{al} = V_{isp} \times 5$$

$$V_{al} = 38.15 \text{ m}^3/\text{d} \times 5\text{d} = 190.77 \text{ m}^3$$

El volumen del sedimentador será:

$$V = V_{ar} + V_{al}$$

$$V = 808.38 + 190.77 = 999.16 \text{ m}^3$$

Considerando una carga superficial de $1.7 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \times \text{h})$, que corresponde a la media del rango de carga superficial de la Tabla 6.27 y sabiendo que el área superficial (A_s) es igual al caudal (Q) entre la carga superficial (C_s) tenemos:

Área superficial

$$A_s = \frac{Q}{C_s}$$

$$A_s = \frac{0.1497 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 \text{ s}/\text{h}}{1.7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{h}} = 317.011 \text{ m}^2$$

Hasta el momento los cálculos se han realizado en base al caudal medio total producido, se obtuvo el área con la cual resultan dimensiones demasiado grandes. Por esta razón se proponen **4** sedimentadores.

El área superficial para cada unidad es:

$$A_s = 79.253 \text{ m}^2$$

Diámetro (D) del sedimentador:

$$D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 79.25}{\pi}} = 10.04 \text{ m}$$

Altura del cono

Para calcular la altura del cono del sedimentador (h_c) se utilizó el ancho efectivo del sedimentador (A_e); que corresponde al diámetro encontrado anteriormente y la inclinación del fondo de 45° con respecto a la horizontal.

$$h_c = \frac{A_e}{2} \times \tan 45^\circ$$

$$h_c = \frac{10.04 \text{ m}}{2} \times \tan 45^\circ = 5.02 \text{ m}$$

El volumen de este cono (V_c) es:

$$V_c = \pi r^2 \times \frac{h_c}{3}$$

$$V_c = \frac{\pi \times 5.02^2 \times 5.02}{3} = 132.69 \text{ m}^3$$

El volumen para el almacenamiento del agua; nos ayuda a encontrar la altura del cilindro. De esta manera:

$$V_{ar} = V - V_c = 999.16/4 - 132.69 = 117.10 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro

$$h_{cl} = \frac{V_{cl}}{\pi r^2}$$

$$h_{cl} = \frac{117.10m^3}{\pi \times 5.02^2} = 1.50m$$

La profundidad total del sedimentador será de 6.52 m

Velocidad de arrastre o velocidad crítica horizontal: Se calcula con la siguiente formula:

$$V_H = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- V_H : velocidad horizontal mínima a la que se inicia el fenómeno de arrastre
- K : constante que depende del tipo de material arrastrado
- s : peso específico de las partículas
- g : aceleración de la gravedad
- d : diámetro de las partículas
- f : factor de fricción de Darcy-Weisbach

Los valores típicos de k son 0.04 para arena unigranular, y 0.06 para materia más agregada. El término f (factor de fricción de Darcy Weisbach) depende de las características de la superficie sobre la que tiene lugar el flujo y del número de Reynolds. Los valores típicos de f están entre 0.02 y 0.03. Tanto k como f son constantes adimensionales.

Con los siguientes valores:

$K = 0.08$ para material en suspensión, $s = 1.05$, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$, $d = 200 \times 10^{-3} \mu\text{m}$, y $f = 0.025$

$$V_H = \left[\frac{8(0.05)(1.05 - 1)9.81(0.002)}{0.025} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.158 \text{ m/s}$$

Velocidad horizontal teórica: Dicha velocidad se puede calcular con la siguiente expresión:

$$V_h = \frac{Q}{A_{\text{flujo}}} = \frac{3233.52}{23.31} = 138.68 \text{ m/d} = 0.00160 \text{ m/s}$$

El área de flujo es la mitad del área superficial de un cilindro, porque es donde se estará distribuyendo el flujo de agua.

$$A_{\text{flujo}} = \frac{(2\pi r) \times h}{2} = \pi r h = 3.1416 * 5.02 * 1.50 = 23.31 \text{ m}^2$$

Como se puede observar al calcular la velocidad horizontal resulta ser menor que la velocidad de arrastre, por lo que se concluye que el dimensionamiento es correcto y el material sedimentado no será resuspendido.

Determinación del diámetro en la zona de entrada, en el centro del tanque

Este diámetro debe considerarse entre el 15 y el 20 % del diámetro del sedimentador.

$$\phi = 0.20 * 10.04 = 2.01 \text{ m}$$

La remoción esperada de DBO y de sólidos suspendidos (SST): Se calcula mediante la siguiente expresión⁴⁹:

$$R = \frac{t}{a + bt}$$

Donde:

R = porcentaje de remoción esperado

t = tiempo de retención

a, b = constantes empíricas

Los valores de dichas constantes se toman de la siguiente tabla:

VARIABLE	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Tabla 6.29 Valores de constantes para DBO y SST⁵⁰

Obteniendo los siguientes porcentajes de remoción:

⁴⁹ FUENTE: cátedra de procesos de tratamiento de aguas residuales, ciclo II, 2007

⁵⁰ FUENTE: cátedra de procesos de tratamiento de aguas residuales, ciclo II, 2007

Para DBO:

$$R_{DBO} = \frac{1.5}{0.018 + 0.020 \times 1.5} = 31.25\%$$

Para SST:

$$R_{SST} = \frac{1.5}{0.0075 + 0.014 \times 1.5} = 52.63\%$$

Parámetro	Entrada a sedim. (mg/l)	Remoción (%)	Salida de sedim. (mg/l)
DBO	300	31.25	206.25
Sólidos Suspendidos	310	52.63	146.84

Tabla 6.30 Concentraciones resultantes

Para realizar el diseño del tratamiento secundario y los siguientes procesos del diseño, se debe de hacer notar el hecho, que el sistema de tratamiento será dividido en dos módulos, que constan de:

Primer modulo

- Tratamiento preliminar: Se ha diseñado para la totalidad del caudal máximo que será producido en el transcurso del periodo de diseño. Será el mismo diseño para ambas módulos.

- Tratamiento primario: se diseñaron 3 sedimentadores para dar tratamiento 75 % del caudal medio diario.
- Tratamiento secundario: se diseñarán filtros percoladores seguidos de 3 sedimentadores secundarios, para el 75% del caudal medio diario calculado.
- Tratamiento de lodos: se diseñarán 3 digestores de lodos seguidos de 4 patios de secado de dichos lodos, para el 75% del caudal medio diario calculado.

Segundo modulo

Dicho modulo se proyecta para ser construido a futuro, de acuerdo a las necesidades que se pueden presentar en el sistema de tratamiento por conexiones futuras.

- Tratamiento preliminar: el mismo para ambos módulos.
- Tratamiento primario: se diseño 1 sedimentador para el 25% del caudal medio diario restante.
- Tratamiento secundario: se diseñarán los filtros percoladores seguidos de 1 sedimentador secundario, para el 25% del caudal medio diario calculado.
- Tratamiento de lodos: se diseñará 1 digestor de lodos seguido de 2 patios de secado de dichos lodos, para el 25% del caudal medio diario calculado.

Tratamiento secundario

Diseño de sistema de filtros percoladores

Primer modulo

Se diseñaran filtros percoladores de doble etapa, sin recirculación, para ambos módulos.

En el primer modulo se dará tratamiento, como se venía trabajando al 75% del caudal medio, es decir a 9,700.56 m³/d.

Las características para el diseño serán tomadas de la tabla 6.31 que se presenta a continuación.

CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE FILTROS PERCOLADORES						
	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Tasa superalta	Rugoso	Dos etapas
Medio filtrante	Roca escoria	Roca escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, m ³ /(m ² .d)	0.9 – 3.7	3.7 – 9.4	9.4 – 37.4	14.0 – 84.2	46.8 – 187.1	9.4 – 37.4
Carga orgánica kgDBO ₅ /(m ³ .d)	0.1 – 0.4	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	0.5 – 1.6	1.6 – 8.0	1.0 – 1.9
Profundidad, m	1.8 – 2.4	1.8 – 2.4	0.9 – 1.8	3.0 – 12.2	4.6 – 12.2	1.8 – 2.4
Tasa de recirculación	0	0 – 1	1 – 2	1 – 2	1 – 4	0.5 – 2
Eficiencia de remoción de DBO ₅ ,%	80 – 90	50 – 70	65 – 85	65 – 80	40 – 65	85 – 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No hay nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

Tabla 6.31 Parámetros de diseño para filtros percoladores⁵¹

⁵¹ FUENTE: “Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales” del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.

El parámetro de DBO para el que se diseñará es 206.25 mg/l obtenido a la salida del sedimentador primario.

Considerando que no habrá recirculación ($R = 0$) se calcula el factor de recirculación (F) así:

$$F = \frac{1+R}{\left(1+\frac{R}{10}\right)^2} \qquad F = \frac{1+0}{\left(1+\frac{0}{10}\right)^2} = 1$$

Calculando la carga orgánica de DBO usando la siguiente fórmula:

$$W_1 = \frac{C_{DBO}(Q)}{1000}$$

Donde:

W_1 = carga de DBO

C_{DBO} = concentración de DBO en mg/l

Q = caudal en m^3/d

Así:

$$W_1 = \frac{206.25 \text{ mg/l} \times 9700.56 \text{ m}^3/d}{1000} = 2000.740 \text{ kg DBO/m}^3 d$$

Los filtros serán diseñados con una tasa de carga máxima de 1.9 Kg DBO/día de acuerdo a la tabla 6.31.

Obteniéndose el volumen del filtro con la ecuación siguiente:

$$\frac{W_1}{V_1} = 1.9 \Rightarrow V_1 = \frac{W_1}{1.9} = 1053.021 \text{m}^3$$

Asumiendo una profundidad de $h_1 = 2.50 \text{ m}$.

$$A_1 = \frac{V_1}{h_1} = \frac{1053.02}{2.50} = 421.20 \text{m}^2$$

Considerando una geometría cuadrada del filtro.

$$A_{\text{FILTRO}} = L \times L \Rightarrow L = \sqrt{A_{\text{FILTRO}}}$$

$$L_1 = \sqrt{421.21} = 20.60 \text{m}$$

Determinación de la eficiencia del primer filtro por medio de la siguiente expresión:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{W_1}{V_1 F}}}$$

Donde:

E_1 = eficiencia del primer filtro

W_1 = carga de DBO del primer filtro

F = factor de recirculación

V_1 = volumen del primer filtro

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{2000.740}{1053.021 \times 1}}} = 62.11 \%$$

Para el dimensionamiento del segundo filtro se considero la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - \frac{E_1}{100}} \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

Calculando la carga orgánica de DBO usando la siguiente fórmula:

$$W_2 = \left(1 - \frac{E_1}{100}\right) \times W_1$$

Así:

$$W_2 = \left(1 - \frac{62.11}{100}\right) \times 2000.740 = 758.080 \text{ kgDBO}/m^3 d$$

Los filtros serán diseñados con una tasa de carga mínima de 1.0 Kg DBO/día de acuerdo a la tabla 6.31

Obteniéndose el volumen del filtro con la ecuación siguiente:

$$\frac{W_2}{V_2} = 1.0 \Rightarrow V_2 = \frac{W_2}{1.0} = 758.080 m^3$$

Asumiendo una profundidad de $h_2 = 2.50$ m.

$$A_2 = \frac{V_2}{h_2} = \frac{758.08}{2.50} = 303.23 m^2$$

Considerando una geometría cuadrada del filtro

$$A_{FILTRO} = L \times L \Rightarrow L = \sqrt{A_{FILTRO}}$$

$$L_2 = \sqrt{303.23} = 17.41 m \approx 17.50 m$$

Se aproxima a un valor práctico al momento de realizar la construcción.

Determinación de la eficiencia del segundo filtro:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - \frac{62.11}{100}} \sqrt{\frac{758.00}{758.00 \times 1}}} = 46.13\%$$

Calculo de la eficiencia total del sistema de filtros:

$$E_T = E_1 + E_2(1 - E_1)$$

$$E_T = 0.6211 + 0.4613(1 - 0.6211) = 79.58 \approx 80\%$$

Verificación de la carga hidráulica del filtro 1

$$\frac{Q}{A_1} = \frac{9700.56 \text{ m}^3/\text{d}}{421.20 \text{ m}^2} = 23.03 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$$

Verificación de la carga hidráulica del filtro 2

$$\frac{Q}{A_2} = \frac{9700.56 \text{ m}^3/\text{d}}{303.20 \text{ m}^2} = 31.99 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$$

Ambos valores cumplen con las recomendaciones de la tabla 6.31 por lo que se considera que el dimensionamiento es satisfactorio.

Segundo modulo

Para este se presentan los resultados de los cálculos, ya que el procedimiento es similar al que se realizó para el primer modulo.

El caudal de diseño para dicho modulo es $1/4Q = 1/4(12,104.64) = 3233.52 \text{ m}^3/\text{d}$

Resultados de filtro 1

- $E_1 = 62.11\%$
- $W_1 = 666.91 \text{ kgDBO} / \text{m}^3 \text{d}$
- $V_1 = 351.00 \text{ m}^3$
- $h = 2.50 \text{ m}$
- $A_1 = 140.40 \text{ m}^2$
- $L_1 = 12.00 \text{ m}$
- $L_2 = 12.00 \text{ m}$

Resultados de filtro 2

- $E_2 = 46.13 \%$
- $W_2 = 252.66 \text{ kgDBO} / \text{m}^3 \text{d}$
- $V_2 = 252.66 \text{ m}^3$
- $H = 2.50 \text{ m}$
- $A_2 = 101.07 \text{ m}^2$
- $L_2 = 10.10 \text{ m}$
- $L_2 = 10.10 \text{ m}$

Calculo de la eficiencia total del sistema de filtros.

$$E_T = E_1 + E_2(1 - E_1)$$

$$E_T = 0.6211 + 0.4613(1 - 0.6211) = 80\%$$

Verificación de la carga hidráulica del filtro 1

$$\frac{Q}{A_1} = \frac{3233.52 \text{ m}^3/d}{140.40 \text{ m}^2} = 23.03 \text{ m}^3/\text{m}^2 d$$

Verificación la carga hidráulica del filtro 2

$$\frac{Q}{A_2} = \frac{3233.52 \text{ m}^3/d}{101.06 \text{ m}^2} = 31.99 \text{ m}^3/\text{m}^2 d$$

Ambos valores cumplen con las recomendaciones de la tabla 6.31 por lo que se considera que el dimensionamiento es satisfactorio.

Para ambos módulos

Las concentraciones a lo largo del sistema de filtros son las que se muestran a continuación:

Concentración entrada filtro 1	Eficiencia filtro 1	Concentración salida filtro 1	Eficiencia filtro 2	Concentración salida filtro 2
206.250 mg/l	62.11 %	78.139 mg/l	46.13 %	42.097 mg/l

Tabla 6.32 Tabla de resultados de concentraciones de DBO luego de filtros percoladores

El valor que se obtuvo de concentración de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) a la salida del filtro percolador 2, es menor que el máximo permisible por

la norma del CONACYT, el cual corresponde a 60 mg/l por dicha razón se considera satisfactorio el resultado del sistema de filtros.

Diseño de sedimentador secundario

Los parámetros considerados para el diseño de este proceso son los indicados en la tabla 6.33.

VALORES RECOMENDADOS DE CARGA SUPERFICIAL		
Tipo de tratamiento	Tasa de carga superficial ($m^3/m^2 d$)	
	Caudal promedio	Caudal pico
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	16 – 32	40 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	16 – 32	40 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	8 – 16	24 – 32
Sedimentación seguida por filtros percoladores	16 – 24	40 – 48
Sedimentación seguida por biodiscos	16 – 32	40 – 48
Efluente secundario	16 – 32	40 – 48
Efluente nitrificado	16 – 24	32 – 40

Tabla 6.33 Parámetros de diseño de carga superficial para sedimentación ⁵²

Para el diseño de los sedimentadores secundarios se utilizarán los siguientes datos:

- Caudal medio diario $Q = 0.1497 m^3/s$
- Período de retención $Tr = 1.5 h$
- Carga superficial (Cs) de $24 m^3/(m^2 \times d)$ para caudal promedio. Tomado de tabla 6.33, que corresponde a sedimentación seguida por filtros percoladores.

⁵² FUENTE: Reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico – RAS (Colombia).

El volumen del sedimentador se calcula considerando el volumen de almacenamiento de agua durante el período de retención seleccionado y el volumen necesario para almacenar los lodos durante 5 días.

El volumen de almacenamiento de agua (V_{ar}) se calcula así:

$$V_{ar} = Q \times t_r = 0.1497 \text{ m}^3/\text{s} \times 1.5 \text{ h} \times 3600 \text{ s/h} = 808.380 \text{ m}^3$$

Las cantidades de lodo producidas por el sedimentador se tomaron de la tabla 6.28 presentada anteriormente para el sedimentador primario.

Se tomó el dato de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de A.R. que corresponde a la cantidad normal de fangos producido por el proceso de filtros percoladores.

Con este dato obtenemos el volumen de lodos producidos en el sedimentador secundario cada día (V_{lss}):

$$V_{lss} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.149 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/d} = 9.636 \text{ m}^3/\text{d}$$

Considerando que las remociones se harán cada 5 días se obtiene un volumen de almacenamiento de lodos así:

$$V_{al} = V_{lsp} \times 5$$

$$V_{al} = 9.636 \text{ m}^3/\text{d} \times 5 \text{ d} = 48.179 \text{ m}^3$$

Se considera realizar **4** sedimentadores secundarios por lo que los volúmenes calculados anteriormente se dividen en cuatro es decir $V_{ar} = 202.095 \text{ m}^3$ y $V_{al} = 12.044 \text{ m}^3$, el volumen de cada sedimentador corresponde a:

$$V = V_{ar} + V_{al}$$

$$V = 202.095 + 12.044 = 214.139 \text{ m}^3$$

Considerando una carga superficial de $24 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \times \text{d}) = 1 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \times \text{h})$ y sabiendo que el área superficial (A_s) es igual al caudal (Q) entre la carga superficial (C_s) tenemos:

$$A_s = \frac{Q}{C_s}$$

$$A_s = \frac{0.1497 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 \text{ s/h}}{1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{h}} = 538.920 \text{ m}^2$$

Al igual que los volúmenes el área superficial será dividida en cuatro, para determinar el área individual de cada sedimentador secundario.

$$A_s = 134.730 \text{ m}^2$$

Utilizando el área superficial se obtiene el diámetro (D) del sedimentador así:

$$D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 134.730}{\pi}} = 13.097 \text{ m}$$

Para calcular la altura del cono del sedimentador (h_c) se utilizó el ancho efectivo del sedimentador (A_e); que corresponde al diámetro encontrado anteriormente y la inclinación del fondo de 45° con respecto a la horizontal.

$$h_c = \frac{A_e}{2} \times \text{Tan}45^\circ$$

$$h_c = \frac{13.097 \text{ m}}{2} \times \text{Tan}45^\circ = 6.548 \text{ m}$$

El volumen de este cono (V_c) es:

$$V_c = \pi r^2 \times \frac{h_c}{3}$$

$$V_c = \frac{\pi \times 6.548^2 \times 6.548}{3} = 294.10 \text{ m}^3$$

El volumen del cono es de $V_c = 294.104 \text{ m}^3$, con una altura de $h_c = 6.548 \text{ m}$, cubre el $V = 214.139 \text{ m}^3$ del volumen total necesario, es decir el volumen del cono es suficiente para almacenar el agua durante el período de retención considerado junto con el volumen de lodos producidos en 5 días.

Tratamiento de lodos

Diseño de digester de lodos

Los lodos que serán digeridos provienen de los sedimentadores primarios como también de los secundarios.

La producción de lodos por el sedimentador primario (V_{isp}) se calcula de la siguiente manera:

Para primer modulo

$$V_{isp} = \frac{2.950 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.112 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}/\text{d} = 28.618 \text{ m}^3/\text{d}$$

Para segundo modulo

$$V_{isp} = \frac{2.950 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.0374 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}/\text{d} = 9.539 \text{ m}^3/\text{d}$$

El dato de $2.950 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de A.R. corresponde a la sedimentación primaria, con lodos sin digerir.

Los lodos producidos por el sedimentador secundario luego del filtro percolador (V_{ifp}) se calculan de la siguiente manera:

La cantidad normal de fangos producido por el proceso de filtros percoladores es de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de A.R. con este dato obtenemos el volumen de lodos producidos en el sedimentador secundario cada día (V_{ISS}):

Para primer modulo

$$V_{\text{ISS}} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.112 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}/\text{d} = 7.227 \text{ m}^3/\text{d}$$

Para segundo modulo

$$V_{\text{ISS}} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.0374 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}/\text{d} = 2.409 \text{ m}^3/\text{d}$$

Las cantidades de lodo producidas por los procesos se tomaron de la tabla 6.28 presentada anteriormente.

El volumen total, de lodos producidos por día es:

Para primer modulo

$$28.618 \text{ m}^3/\text{d} + 7.22 \text{ m}^3/\text{d} = 35.845 \text{ m}^3/\text{d}$$

Para segundo modulo

$$9.539 \text{ m}^3/\text{d} + 2.409 \text{ m}^3/\text{d} = 11.948 \text{ m}^3/\text{d}$$

Determinación del período de retención, será el mismo para ambas etapas.

Para determinar el período de retención (T) se interpolaron datos de la tabla 6.34 para una temperatura de 24.1° que es la temperatura promedio en el lugar de la planta.⁵³

⁵³ FUENTE: Servicio Nacional de Estudios Territoriales. (SNET).

Digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.						
Temperatura (°F)	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0
Temperatura (°C)	10.0	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8
Periodo de Digestión, días	75.0	56.0	42.0	30.0	25.0	24.0
Tipo de Digestión	Mesofílica					

Tabla 6.34 Tabla de interpolación de temperaturas para diferentes periodos de digestión⁵⁴

Así:

$$T = T_1 + (t - t_1) \times \frac{T_2 - T_1}{t_2 - t_1}$$

Donde:

T= periodo de retencion a la temperatura t

t = temperatura promedio en el lugar

T₁= periodo de retencion a la temperatura t₁

t₁ = temperatura de tabla 6.34 inferior a t

T₂ = periodo de retencion a la temperatura t₂

t₂ = temperatura de tabla 6.34 superior a t

$$T = 42 + (24.1 - 21.1) \times \frac{30 - 42}{26.7 - 21.1} = 35.57 = 36 \text{ días}$$

⁵⁴ FUENTE: Fair, Geyer, Okun, Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales.

Con este período de digestión y el volumen de producción de lodos se encuentra el volumen del digestor (V_d):

Para primer modulo

$$V_d = 35.845 \text{ m}^3/\text{d} \times 36\text{d} = 1290.425 \text{ m}^3$$

Para segundo modulo

$$V_d = 11.946 \text{ m}^3/\text{d} \times 36\text{d} = 430.065 \text{ m}^3$$

Para dimensionar el digestor se considera un diámetro de 10 m en ambos módulos y cada digestor contara con una pendiente en el cono de 45° , con estos dos datos se determina la altura del cono.

Para primer modulo

Altura del cono:

$$h_{\text{cono}} = 5\text{m} \times \tan 45^\circ = 5.00\text{m}$$

Por medio de la altura del cono se puede determinar el volumen del cono.

Para el caso del primer modulo se proyectan 3 unidades de digestores, es decir cada uno será el receptor de 430.14m^3 .

$$V_{\text{cono}} = \frac{\pi \times r^2 \times h_{\text{cono}}}{3} = 130.90 \text{ m}^3$$

Por diferencia se determina el volumen del cilindro de cada digestor:

$$V_{\text{cilindro}} = 430.14 - 130.90 = 299.24 \text{ m}^3$$

La altura del cilindro es:

$$h_{cilindro} = \frac{V_{cilindro}}{\pi \times r^2} = 3.81m^3$$

Altura total de cada digestor: 8.81 m

Para segundo modulo

Altura del cono:

$$h_{cono} = 5m \times \tan 45^\circ = 5.00m$$

Por medio de la altura del cono se puede determinar el volumen del cono.

Solamente se contará con 1 digestor, el cual será el receptor de 430.14m³.

$$V_{cono} = \frac{\pi \times r^2 \times h_{cono}}{3} = 130.90m^3$$

Por diferencia se determina el volumen del cilindro del digestor:

$$V_{cilindro} = 299.24m^3$$

La altura del cilindro es:

$$h_{cilindro} = \frac{V_{cilindro}}{\pi \times r^2} = 3.81m^3$$

Altura total del digestor: 8.81 m

Diseño de patio de secado de lodos

Para el diseño de los patios de secado se considerarán las cantidades de lodos producidas de acuerdo a la tabla 6.28 presentada anteriormente. Obteniendo

los valores de $1,450 \text{ m}^3$ de lodos / 1000 m^3 de agua residual para lodos de sedimentador primario digeridos en tanque separado y 0.745 m^3 de lodos / 1000 m^3 de agua residual para lodos de sedimentador secundario luego de filtro percolador.

Sumando los valores anteriores se obtiene un volumen de lodos por 1000 m^3 de agua residual:

$$Vl = 1.450 + 0.745 = 2.195 \text{ m}^3 \text{ delodo} / 1000 \text{ m}^3 \text{ de AR}$$

Con el dato anterior y el caudal se encuentra un volumen de lodos diario (V_{ld}):

Volumen de lodos diario para primer modulo

$$V_{ld} 1 = \frac{2.195 \times 0.1122 \times 86400}{1000 \text{ m}^3} = 21.289 \text{ m}^3 \text{ delodos/d}$$

El volumen de lodos a verter en los patios de secado (V_{lps}) se obtiene multiplicando el valor anterior por el periodo de retención del digester de lodos.

$$V_{lps} 1 = 21.289 \text{ m}^3 \text{ delodos/d} \times 36d = 766.435 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos diario para segundo modulo

$$V_{ld} 2 = \frac{2.195 \times 0.037 \times 86400}{1000 \text{ m}^3} = 7.092 \text{ m}^3 \text{ delodos/d}$$

$$V_{lps} 2 = 7.092 \text{ m}^3 \text{ delodos/d} \times 36d = 255.342 \text{ m}^3$$

Considerando que serán vertidos formando una capa de 20 cms de espesor obtenemos un área superficial (A_s).

Para primer modulo

$$A_s 1 = \frac{766.435\text{m}^3}{0.20\text{m}} = 3832.179\text{m}^2$$

Se considerarán 4 patios de área superficial 958.044 m² para cada patio.

Si el ancho del patio es de 30 m se encuentra la longitud del mismo.

$$\text{logitud1} = \frac{958.044\text{m}^2}{30\text{m}} = 31.934\text{m}$$

Para segundo modulo

$$A_s 2 = \frac{255.342\text{m}^3}{0.2\text{m}} = 1276.710\text{m}^2$$

Se considerarán 2 patios de área superficial de 638.355 m² para cada patio.

Si el ancho del patio es de 25 m se encuentra la longitud del mismo.

$$\text{logitud2} = \frac{638.355\text{m}^2}{25\text{m}} = 25.534\text{m}$$

6.5.2 Alternativa de Tratamiento # 2

La alternativa # 2 seleccionada cuenta con los siguientes elementos:

Pre - tratamiento

- Sistema de rejas
- Desarenador

- Medidor de caudal Parshall

Tratamiento primario

- Sedimentador primario

Tratamiento secundario

- Sistema de filtros percoladores de alta carga
- Sedimentador secundario

Tratamiento de lodos

- Digestor de lodos
- Patio de secado de lodos

Alternativa de tratamiento # 2

Pre - tratamiento: Es el mismo que para la alternativa #1

Tratamiento primario: Se han considerado 4 sedimentadores, cada uno dando servicio a 25 % del caudal medio diario de diseño.

Tratamiento secundario:

Sistema de filtros percoladores de alta carga

Emplean la recirculación para crear una carga hidráulica más homogénea, diluyendo por otra parte la DBO₅ fluente. Evitando en gran medida el problema de moscas y de olores.

Primer modulo

Se considerara un sistema de 3 pares de filtros, con recirculación, cuya recirculación se realizará desde el sedimentador secundario y después del sedimentador primario, para conseguir rendimientos similares a los filtros de baja carga.

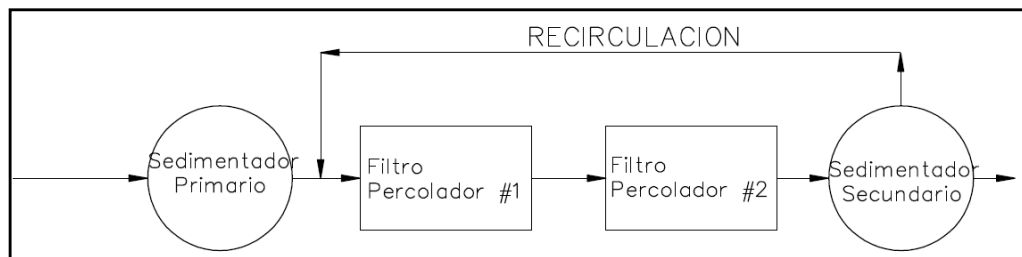


Figura 6.7 Diagrama de filtros percoladores con recirculación

Las características de diseño utilizadas se tomaron de la tabla 6.31 que se presento anteriormente, características que corresponden a filtros de alta carga.

El parámetro de DBO para el que se diseñará es 206.25 mg/l obtenido a la salida del sedimentador primario.

Considerando recirculación ($R = 1$) se calcula el factor de recirculación (F) así:

$$F = \frac{1+R}{\left(1+\frac{R}{10}\right)^2} \qquad F = \frac{1+1}{\left(1+\frac{1}{10}\right)^2} = 1.652$$

Calculando la carga orgánica de DBO usando la siguiente fórmula:

$$W_1 = \frac{C_{DBO}(Q)}{1000}$$

Donde:

W_1 = carga de DBO

C_{DBO} = concentración de DBO en mg/lt

Q = caudal en m^3/d

Así:

$$W_1 = \frac{206.25 \frac{\text{mg}}{\text{lt}} \times 3233.52 \text{ m}^3/\text{d}}{1000} = 666.913 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \text{ d}$$

Los filtros serán diseñados con una tasa de carga máxima de 1.0 Kg DBO/día de acuerdo a la tabla 6.31.

Obteniéndose el volumen del filtro con la ecuación siguiente:

$$\frac{W_1}{V_1} = 1.0 \Rightarrow V_1 = \frac{W_1}{1} = 666.913 \text{ m}^3$$

Asumiendo una profundidad de $h_1 = 2.50 \text{ m}$.

$$A_1 = \frac{V_1}{h_1} = \frac{666.913}{2.50} = 266.76 \text{ m}^2$$

Considerando una geometría cuadrada del filtro

$$A_{\text{FILTRO}} = L \times L \Rightarrow L = \sqrt{A_{\text{FILTRO}}}$$

$$L_1 = \sqrt{266.76} = 16.33 \text{ m} \approx 16.40 \text{ m}$$

Determinación de la eficiencia del primer filtro por medio de la siguiente expresión:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{W_1}{V_1 F}}}$$

Donde:

E_1 = eficiencia del primer filtro

W_1 = carga de DBO del primer filtro

F = factor de recirculación

V_1 = volumen del primer filtro

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{666.913}{666.913 \times 1}}} = 74.394\%$$

Para el dimensionamiento del segundo filtro se considero la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - \frac{E_1}{100}} \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

Calculando la carga orgánica de DBO usando la siguiente fórmula:

$$W_2 = \left(1 - \frac{E_1}{100}\right) \times W_1$$

Así:

$$W_2 = \left(1 - \frac{74.394}{100}\right) \times 666.913 = 170.766 \text{ kgDBO}/m^3 d$$

Los filtros serán diseñados con una tasa de carga mínima de 0.5 Kg DBO/día de acuerdo a la tabla 6.31.

Obteniéndose el volumen del filtro con la ecuación siguiente:

$$\frac{W_2}{V_2} = 0.5 \Rightarrow V_2 = \frac{W_2}{0.5} = 341.532m^3$$

Asumiendo una profundidad de $h_2 = 2.50$ m.

$$A_2 = \frac{V_2}{h_2} = \frac{341.532}{2.50} = 136.61m^2$$

Considerando una geometría cuadrada del filtro

$$A_{FILTRO} = L \times L \Rightarrow L = \sqrt{A_{FILTRO}}$$

$$L_2 = \sqrt{136.61} = 11.68m \approx 11.70m$$

Determinación de la eficiencia del segundo filtro:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - \frac{74.394}{100}} \sqrt{\frac{170.766}{341.532 \times 1.652}}} = 51.269\%$$

Calculo de la eficiencia total del sistema de filtros

$$E_T = E_1 + E_2(1 - E_1)$$

$$E_T = 0.743 + 0.512(1 - 0.743) = 87.522 \approx 88\%$$

Verificación de la carga hidráulica del filtro 1

$$\frac{Q}{A_1} = \frac{3233.520m^3/d}{266.765m^2} = 12.121m^3/m^2d$$

Verificación de la carga hidráulica del filtro 2

$$\frac{Q}{A_f} = \frac{3233.520 m^3/d}{136.613 m^2} = 23.669 m^3/m^2 d$$

Ambos valores cumplen con las recomendaciones de la tabla 6.31 por lo que se considera que el dimensionamiento es satisfactorio.

Segundo modulo

Se considerará un sistema de par de filtros, con recirculación. Cuya recirculación se realizará desde el sedimentador secundario y después del sedimentador primario, para con esto conseguir rendimientos similares a los filtros de baja carga.

Los resultados del cálculo de los filtros del presente modulo son iguales a los expuestos en el primer modulo de la alternativa # 2, para filtros percoladores de alta carga.

Para ambos módulos

Las concentraciones a lo largo del sistema de filtros son las que se muestran a continuación:

Concentración entrada filtro 1	Eficiencia filtro 1	Concentración salida filtro 1	Eficiencia filtro 2	Concentración salida filtro 2
206.25 mg/l	74.394 %	52.811 mg/l	51.269 %	25.735 mg/l

Tabla 6.35 Tabla de resultados de concentraciones de DBO luego de filtros percoladores

El valor que se obtuvo de concentración de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) a la salida del filtro percolador 2, es menor que el máximo permisible por la norma del CONACYT, el cual corresponde a 60 mg/l por dicha razón se considera satisfactorio el resultado del sistema de filtros.

Diseño de sedimentador secundario

Para el diseño de los sedimentadores secundarios se utilizaran los siguientes datos:

- Caudal de diseño $Q = 0.1497 \text{ m}^3/\text{s} + 0.1497 \text{ m}^3/\text{s} = 0.2994 \text{ m}^3/\text{s}$

Ya que previo al sedimentador secundario, se realizó un proceso de filtros percoladores con recirculación, por lo tanto el caudal a tratar es dos veces el caudal medio.

- Período de retención $Tr = 1.5 \text{ h}$
- Carga superficial (Cs) de $2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \times \text{h})$.

El volumen del sedimentador se calcula considerando el volumen de almacenamiento de agua durante el período de retención seleccionado y el volumen necesario para almacenar durante 5 días los lodos.

El volumen de almacenamiento de agua (V_{ar}) se calcula así:

$$V_{ar} = Q \times t_r = 0.299 \text{ m}^3/\text{s} \times 1.5 \text{ h} \times 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} = 1616.760 \text{ m}^3$$

Las cantidades de lodo producidas por el sedimentador se tomaron de la tabla 6.28 presentada anteriormente para el sedimentador primario.

Se tomó el dato de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de A.R. que corresponde a la cantidad normal de fangos producido por el proceso de filtros percoladores.

Con este dato obtenemos el volumen de lodos producidos en el sedimentador secundario cada día (V_{ISS}):

$$V_{ISS} = \frac{0.745 m^3}{1000 m^3} \times 0.299 m^3/s \times 86400 s/d = 19.271 m^3/d$$

Considerando que las remociones se harán cada 5 días se obtiene un volumen de almacenamiento de lodos así:

$$V_{al} = V_{isp} \times 5$$

$$V_{al} = 19.271 m^3/d \times 5d = 96.358 m^3$$

Se considera realizar **4** sedimentadores secundarios por lo que los volúmenes calculados anteriormente se dividen entre cuatro, es decir prestaran servicio a un 25% cada sedimentador, por lo tanto $V_{ar} = 404.190 m^3$ y $V_{al} = 33.725 m^3$, el volumen de cada sedimentador corresponde a:

$$V = V_{ar} + V_{al}$$

$$V = 404.190 + 33.725 = 437.915 m^3$$

Considerando una carga superficial de $2 m^3/(m^2 \times h)$ y sabiendo que el área superficial (A_s) es igual al caudal (Q) entre la carga superficial (C_s) tenemos:

$$A_s = \frac{Q}{C_s}$$

$$A_s = \frac{0.299 m^3/s \times 3600 s/h}{2 m^3/m^2 \times h} = 538.920 m^2$$

Al igual que los volúmenes el área superficial será dividida en cuatro, para determinar el área individual de cada sedimentador secundario.

$$A_s = 134.730 m^2$$

Utilizando el área superficial se obtiene el diámetro (D) del sedimentador así:

$$D = \sqrt{\frac{4As}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 134.730}{\pi}} = 13.097 \text{ m}$$

Para calcular la altura del cono del sedimentador (h_c) se utilizó el ancho efectivo del sedimentador (A_e); que corresponde al diámetro encontrado anteriormente y la inclinación del fondo de 45° con respecto a la horizontal.

$$h_c = \frac{A_e}{2} \times \tan 45^\circ$$

$$h_c = \frac{13.097 \text{ m}}{2} \times \tan 45^\circ = 6.548 \text{ m}$$

El volumen de este cono (V_c) es:

$$V_c = \pi r^2 \times \frac{hc}{3}$$

$$V_c = \frac{\pi \times 6.548^2 \times 6.548}{3} = 294.10 \text{ m}^3$$

El volumen para el almacenamiento del agua; nos ayuda a encontrar la altura del cilindro de esta manera:

$$V_{ar} = V - V_c = 437.915 - 294.104 = 143.811 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro:

$$h_{cl} = \frac{V_{cl}}{\pi r^2}$$

$$h_{cl} = \frac{143.811 \text{ m}^3}{\pi \times 6.548^2} = 1.067 \text{ m}$$

La profundidad total del sedimentador será de 7.62 m

Tratamiento de lodos

Diseño de digestor de lodos

La producción de lodos que serán digeridos proviene de los sedimentadores primarios como también de los secundarios.

Igualmente que en la alternativa # 1, el proceso de diseño de digestores de lodos para cada modulo es el mismo y los resultados se presentan a continuación.

Para primer modulo: 3 unidades de digestores de lodos que brindará servicio a un 75% del caudal medio en total.

Diámetro: 10 m

Periodo de retención por temperatura: 36 días

Profundidad del cilindro: 3.81 m

Profundidad del cono: 5.00 m

Para segundo modulo: 1 digestor de lodos que brindará servicio a un 25% del caudal medio.

Los resultados son los mismos que para cada uno de los digestores del primer modulo de la alternativa # 2 que fueron presentados anteriormente.

Diseño de patio de secado de lodos

Igualmente que en la alternativa # 1, el proceso de diseño de patios de secado de lodos y resultados para cada modulo, es el mismo.

Para primer modulo: 4 patios de secado de lodos que brindará servicio a un 75% del caudal medio.

Ancho: 30 m cada uno

Longitud: 31.93 m cada uno

Profundidad de lodos: 0.2 m cada uno

Para segundo modulo: 2 patios de secado de lodos que brindará servicio a un 25% del caudal medio.

Ancho: 25 m cada uno

Longitud: 25.53 m cada uno

Profundidad de lodos: 0.2 m cada uno

6.6 Alternativa definitiva

La alternativa seleccionada es la alternativa de planta convencional o de filtro percolador de baja carga, contando con los siguientes elementos:

Pre - tratamiento:

- Sistema de rejas
- Desarenador
- Medidor de caudal Parshall

Tratamiento primario:

- Sedimentador Primario

Tratamiento secundario:

- Sistema de filtros percoladores de baja carga
- Sedimentador secundario

Tratamiento de lodos:

- Digestor de lodos
- Patio de secado de lodos

CAPITULO VII

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

7.1 Consideraciones generales

Por operación se entiende las acciones que garantizan el funcionamiento hidráulico y del proceso biológico de la planta de tratamiento. La operación de la planta de tratamiento contempla un trabajo rutinario con frecuencia diario, semanal o mensual y trabajo ocasional.

Al mantenimiento corresponden los actos dedicados al sostenimiento de las estructuras de la planta de tratamiento. El personal necesario para el mantenimiento del sistema de tratamiento depende principalmente de los tipos y magnitudes de estos sistemas.

A continuación se detallan los tipos de mantenimiento a desarrollar para el buen funcionamiento de la planta de tratamiento:

- Mantenimiento preventivo: incluye limpieza, reparaciones preventivas y supervisión. Para la realización del mismo se deben tomar en cuenta las siguientes actividades: visitas técnicas frecuentes, limpieza general en cada sedimentador, evacuación de lodos retenidos en las unidades, análisis de laboratorio, conformación y disposición final de lodos en patios de secado.
- Mantenimiento correctivo: son operaciones como resultado de problemas observados en el funcionamiento tales como: reemplazo o reparación de bombas, corregir fugas en tuberías o infiltraciones detectadas.

7.1.1. Requerimientos previos al arranque, operación y mantenimiento

Antes de iniciar la operación normal del sistema de tratamiento, el personal de operación y mantenimiento debe tener pleno conocimiento de todas las unidades que componen la planta, su función y dimensiones.

7.1.1.1 Personal de la planta

El personal de la planta debe estar capacitado básicamente para labores de operación y mantenimiento. Adicionalmente, si las condiciones lo permiten, sería aconsejable contar con personal administrativo. Luego del estudio de diversas experiencias de otros países en desarrollo, el personal requerido en una planta puede ser el siguiente:

- Un ingeniero (jornada parcial) o técnico en ingeniería

Tendrá a su cargo la planta de tratamiento, así como la coordinación con los operarios de las tareas de operación y mantenimiento del recinto. Debe ser una persona debidamente calificada en materias de ingeniería sanitaria.

- Un operador

Será el encargado de realizar las tareas de control de la planta de tratamiento. Deberá tener conocimientos de mantenimiento y operación de las unidades que la componen. Las responsabilidades que le serán asignadas al operador son:

- Informar periódicamente al ingeniero sobre el funcionamiento y estado de las unidades en general.
- Realizar los controles necesarios para la normal operación de la planta, entre ellos: medición de caudales, pruebas in situ, lectura de parámetros (si los hubiere y fueran necesarios), toma de muestras de agua y desarrollo de los programas de mantenimiento físico de todas las unidades.
- Registro de controles efectuados.
- Limpieza de canaletas de distribución, vertederos, cámara de rejas, desarenadores y el mantenimiento de todas las unidades, áreas verdes y de acceso.

El número de operadores necesarios depende del tamaño de la instalación y del número de unidades que componen el sistema. No existe una regla absoluta

para cuantificar el número de operarios necesarios para el buen funcionamiento de estos sistemas.

7.1.1.2 Documentación requerida

La documentación que deberá estar disponible en todo momento en la planta es la siguiente:

- Un juego completo de planos de obra ejecutada
- Manual de operaciones y mantenimiento
- Bitácora de funcionamiento
- Libro de observaciones

El operador anotará diariamente los acontecimientos importantes ocurridos, las lecturas de caudales efectuadas, así como los resultados de los parámetros físicos, químicos y biológicos, medidos o analizados tanto en la planta como fuera de ella (laboratorio externo) establecidos por la ley.

7.1.1.3 Requerimientos administrativos y de infraestructura

REQUERIMIENTOS ADMINISTRATIVOS:

Para el desarrollo de las funciones administrativas, la planta deberá contar con los siguientes requerimientos:

- Una oficina para el ingeniero y el operador de la planta: Estos ambientes deben disponer por lo menos de lo siguiente: escritorio y muebles para conservar la documentación de la planta.
- Servicios sanitarios: Adicionalmente se debe contar con instalaciones sanitarias constituidas por servicios sanitarios y duchas para uso exclusivo del personal de operaciones.
- Una bodega y un cuarto para desvestirse: Para guardar las herramientas y los reactivos necesarios en la planta por ejemplo, cloro, cal, nitrato de sodio etc.

Así mismo el cuarto será necesario para que los operarios puedan disponer del cambio de sus ropas.

REQUERIMIENTOS DE INFRAESTRUCTURA:

En este punto se exponen los requerimientos mínimos de elementos físicos y de infraestructura que se necesitan en el arranque y para la operación y mantenimiento de la planta.

- Sistema de agua potable: Es necesario disponer de un sistema de agua potable para el lavado de las unidades de tratamiento, tales como la cámara de rejillas, desarenador, vertederos. Se requerirá adicionalmente de este servicio para el personal de la planta tanto para su uso personal como para el lavado de equipos y herramientas a utilizar.

- Disposición final de los residuos sólidos: Tanto el material retenido en las rejillas y desarenadores como el material depositado en los canales de distribución, puede disponerse en algún pozo habilitado dentro del recinto de la planta o ser trasladados directamente a los patios de secado de lodos. Para tal efecto, este pozo sin revestimiento, se construirá de sección igual a 2 m por 3 m y una profundidad de 3 m. Es aconsejable que su ubicación esté próxima a la cámara de rejillas, a fin de no dificultar el transporte de los residuos por parte de los obreros.

Será necesario disponer de productos químicos para atenuar o eliminar riesgos de un eventual mal funcionamiento de los procesos de tratamiento. Como por ejemplo, cloro, cal (CaCO_3) e hipoclorito de sodio.

7.2. Operación y mantenimiento del tratamiento preliminar

Es importante recordar que estas actividades se realizaran en la etapa del funcionamiento de la planta y la frecuencia con que se llevaran acabo es sugerida.

REJILLAS

Su función es la retención de los sólidos orgánicos e inorgánicos grandes que flotan o están suspendidos, estos sólidos consisten generalmente en trozos de madera, telas, basura y restos de materia fecal.

Una vez que llega el agua residual a las rejillas los materiales gruesos arrastrados quedan retenidos en las barras y se les retira ya sea manual o mecánicamente.

MANTENIMIENTO: Este consiste principalmente en la limpieza y recolección de las basuras que se detienen en las rejillas, además de la disposición de estos desechos.

DIARIAMENTE:

- Limpiar las rejillas por lo menos dos veces con un rastrillo metálico especial, por la mañana y por la tarde, la forma más recomendada de hacerlo es comenzar a limpiar desde el fondo hacia arriba y dejar escurrir estos desechos en la placa perforada.
- Después de escurridos los desechos, retirarlos y limpiar la placa perforada con una escoba plástica para evitar que queden restos que puedan dar origen a malos olores.
- Colocar los sólidos escurridos en un depósito de basura o en un contenedor, y luego cubrirlos con cal para evitar malos olores y la proliferación de insectos.
- También deben eliminarse los depósitos de arena u otros desechos que se depositan aguas arriba de las rejillas que pueden provocar reflujos o

impedir el paso del agua. La arena puede ser barrida dejándola correr junto con el agua hacia los desarenadores, los desechos deben ser retirados con un rastrillo y ser depositados junto con los demás.

- Después de efectuada la limpieza, lavar las rejillas, placa perforada y las paredes con agua a mayor velocidad, para evitar los malos olores y la proliferación de insectos y roedores.

UNA VEZ AL AÑO

- Se deben revisar las rejillas y compuertas, si presentan corrosión lijarlas y pintarlas; también deben revisarse la placa perforada, paredes y fondo del canal y en caso de encontrar muestras de deterioro, éstos deben repararse siempre que sea posible. De esta manera se asegura que las estructuras duren más.



Figura 7.1 Limpieza de rejillas

IMPORTANTE:

En período de lluvia, la limpieza de las rejillas debe realizarse después de una tormenta, debido a que puede obstruirse por los residuos u objetos que puede arrastrar el alcantarillado sanitario.

DISPOSICIÓN DE LOS DESECHOS:

- El material recolectado de las rejillas debe ser enterrado o llevado directamente a los patios de secado de lodos.

DESARENADOR

Este dispositivo tiene como finalidad el extraer de las aguas residuales los sólidos inorgánicos como lo son las arenas, las cenizas y gravas, recibiendo generalmente el nombre de arenas, evitándose así problemas en los tratamientos siguientes. El agua residual luego que pasa por el sistema de rejillas llega a las cámaras desarenadoras donde las cantidades de sólidos inorgánicos se sedimentan.

MANTENIMIENTO: La limpieza de los desarenadores consiste básicamente en retirar las arenas que se sedimentan en su fondo y limpiar las paredes y compuertas.

DIARIAMENTE:

- Los desarenadores deberán limpiarse, de preferencia por la mañana. Las arenas deben retirarse con una pala, colocándolas en un depósito para luego trasladarlas a los patios de secado para su escurrimiento.
- Los canales se alternarán, es decir, que mientras dos estén en operación el otro se debe secar y limpiar, quedando libre de sedimentos o agua estancada.
- En caso de lluvias muy fuertes deben operarse los tres canales al mismo tiempo, cuando realice la limpieza de los desarenadores, en estas condiciones se debe limpiar comenzando del extremo final del canal, en el sentido contrario del flujo y utilizando una pala con perforaciones laterales que permita el drenado del agua.

SEMANALMENTE:

- Se deben lavar paredes y pisos con una escoba o cepillo plástico y así evitar que se proliferen insectos y malos olores debido a los sedimentos que queden sobre éstos.

MENSUALMENTE:

- Deben engrasarse los tornillos y aquellas partes que sirven para la abertura y cierre de las compuertas.

ANUALMENTE:

- Se deberán revisar los canales desarenadores. Sí se encuentran daños repararlos, así como también las placas que trabajan como compuertas con el fin de que no se oxiden o se deformen, si se encuentran puntos de corrosión, deben lijarse y pintarse.

DISPOSICIÓN DE DESECHOS:

- Las arenas pueden ser depositadas en los lechos de secado para su escurrimiento, después deben enterrarse con los otros desechos.



Figura 7.2 Limpieza manual de desarenador

MEDIDOR DE CAUDAL

Para la medición de caudal se utilizará un medidor Parshall, el proceso consiste en medir con una regla o cinta métrica la altura del agua (tirante) en el punto de medición y se determina el valor del caudal.

MANTENIMIENTO: Este consiste en la limpieza de las paredes y pisos del elemento. Las actividades a realizar serán las siguientes:

SEMANALMENTE:

- Se deben limpiar las paredes, piso y regla de medición para evitar la acumulación de sedimentos y residuos así como también la proliferación de insectos en éstas, para esta actividad se podrá utilizar una escoba o un cepillo plástico de mango largo.

ANUALMENTE:

- Revisar el dispositivo en general por si presenta deterioro, y así poder tomar las medidas correctivas adecuadas.

En caso que las paredes interiores de los canales desarenadores y del medidor se encuentren agrietadas o se desmoronen se podrán repellar con una mezcla fina de mortero, teniendo cuidado en no alterar las dimensiones originales de éstos.



Figura 7.3 Medidor de caudal Parshall

7.3. Operación y mantenimiento del tratamiento primario

SEDIMENTADOR PRIMARIO

Las descargas de los lodos del sedimentador primario hacia el digester de lodos se proponen realizar cada 5 días.

MANTENIMIENTO: Éste consiste en retirar los sólidos flotantes además de otras actividades que se describen a continuación.

DIARIAMENTE:

- Se debe retirar con un colador de malla metálica las natas y sólidos flotantes que se hayan formado sobre la superficie.
- Estos desechos deben ser depositados en los patios de secado para su escurrimiento.
- Se debe revisar las tuberías o canales de entrada para verificar que no haya obstrucciones. En caso de que esto suceda, limpiar con agua a mayor velocidad y retirar los sólidos que causan tal obstrucción.
- Efectuar la medición de lodos.
- Para medir la profundidad de los lodos contenidos en el tanque puede utilizarse una vara larga (8 metros altura acorde a la profundidad del tanque diseñado) a la que se le ha enrollado un lazo de tiras de tela absorbente blanca de preferencia en uno de los extremos.
- Limpieza del canal perimetral con una escoba plástica para evitar sedimentos y que éste se vuelva resbaloso.

SEMANALMENTE:

Limpicar con agua a mayor velocidad la caja de inspección, distribuidora y de conexión al digester y así evitar obstrucciones en esta.

ANUALMENTE:

- Vaciar el tanque y revisar la estructura de concreto.
- Localizar los puntos de corrosión de los vertederos, placa deflectora y cincho metálico y pintar con anticorrosivo si es necesario para evitar el deterioro del material.



Figura 7.4 Remoción de natas



Figura 7.5 Limpieza de canal perimetral

7.4. Operación y mantenimiento del tratamiento secundario

FILTRO PERCOLADOR

Este dispositivo pone en contacto las aguas residuales provenientes del tratamiento primario con cultivos biológicos, fijados en materiales que pueden ser generalmente: basalto, granito, piedra volcánica, o algún otro tipo de piedra.

MANTENIMIENTO: En general, éste consiste en la limpieza de las canaletas de distribución y recolección, así como también de las ventanas de aireación. Las actividades a realizar se describen a continuación:

DIARIAMENTE:

- Al comenzar las actividades diarias se debe limpiar las canaletas de distribución y retirar los sólidos que se encuentren en ellos, de esta manera se evitará que se obstruyan, o el flujo no se distribuya de forma uniforme.
- Mantener la superficie del medio filtrante libre de hierbas o cualquier acumulación de hojas u otras basuras, ya que éstas pueden causar encharcamientos, además al pudrirse, pueden generar olores desagradables y criadero de insectos.
- Limpiar los canales de entrada y salida, barriendo con una escoba y retirando con una pala las basuras que puedan encontrarse en éstos.
- Los desechos recolectados de la limpieza se deben depositar en los patios de secado para escurrirse antes de su disposición final.
- Observar que la distribución del agua sobre la superficie del lecho filtrante sea uniforme. Los indicadores de una mala distribución son los encharcamientos y las zonas muertas.

SEMANALMENTE:

- Limpiar las vigas canal con agua a mayor velocidad.
- Eliminar con chorro de agua cualquier rastro de lodos en las aberturas de aireación y en los canales de salida del filtro.
- Con agua a mayor velocidad limpiar la superficie del filtro logrando desprender parte de la biomasa de las piedras, y en las zonas donde se pueda observar una tendencia al encharcamiento penetrar unos 30 cm sin remover la piedra de la superficie.

ANUALMENTE:

- Revisar la estructura para localizar posibles puntos de agrietamiento, de ser así, proceder a repararlos utilizando una mezcla fina de mortero. Para elaborar la mezcla, la arena debe colarse por la malla 1/16" y utilizando una proporción 2:1.

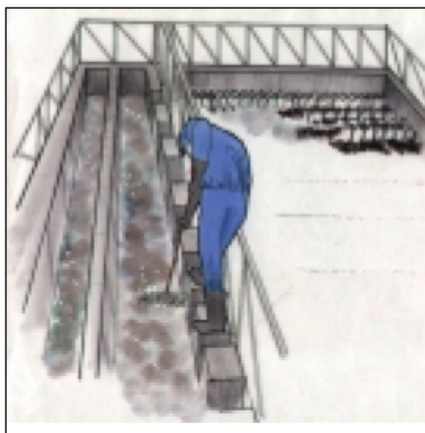


Figura 7.6 Limpieza de canal de distribución de filtro percolador

SEDIMENTADOR SECUNDARIO

La operación y mantenimiento es el mismo que el del sedimentador utilizado en el tratamiento primario.

7.5. Operación y mantenimiento del tratamiento de lodos

DIGESTOR DE LODOS

Es el elemento en el cual serán depositados los lodos provenientes de los tanques de sedimentación primario y secundario, en esta unidad permanecerán por un período de 36 días con el propósito de lograr una digestión adecuada.

MANTENIMIENTO: Éste consiste en la limpieza de las paredes, medición y descarga de los lodos digeridos además de otras actividades que se describen a continuación.

DIARIAMENTE:

- Los lodos descargados deben ser depositados en los patios de secado para su escurrimiento.
- Se debe revisar las tuberías o canales de entrada para verificar que no haya obstrucciones. En caso de que esto suceda, limpiar con agua a mayor velocidad y retirar los sólidos que causan tal obstrucción.
- Verificar la altura de lodos en este elemento para evitar que sobrepase el nivel de descarga.

SEMANALMENTE:

- Limpiar la superficie del digestor.
- Lavar con agua a mayor velocidad los niveles señalados en las paredes de este elemento.
- Descargar los lodos al llegar al nivel máximo.

ANUALMENTE:

- Revisar la estructura y en caso de presentar fugas, éstas deben ser reparadas.
- También deben revisarse válvulas, cajas de inspección y de visita y demás elementos auxiliares del tanque, y repararlos si se encuentran dañados.

PATIOS DE SECADO DE LODOS

Como su nombre lo indica, los patios de secado tienen como función secar el lodo digerido proveniente de los tanques de sedimentación, digestores de lodos, y cualquier otro elemento que produzca lodo, antes de su disposición final.

MANTENIMIENTO: Este consiste en la remoción del lodo seco, así como la limpieza de los patios.

ACTIVIDADES A REALIZAR:

- Limpiar los patios de secado antes de ser vaciado el lodo para evitar que se mezcle el lodo viejo con el fresco, también deben removerse las plantas que proliferen en ellos.
- Los lodos descargados deben esparcirse sobre los lechos de secado en capas de un espesor de 20 centímetros, y en época de lluvias, no deben ser mayores de 15 centímetros; para lograr esto pueden marcarse las paredes de los patios y verificar que la capa sea uniforme.
- Aproximadamente una semana después de haber esparcido los lodos en los patios de secado, éstos deben removerse hasta formar pequeños promontorios y luego dejar que se siga secando.
- Remover los lodos de los patios aproximadamente después de cinco semanas de haber formado los promontorios o cuando éstos se agrieten.
- En caso que se observen encharcamientos en los patios de secado debe revisarse el lecho de arena, pues puede estar obstruido y si se encuentra muy sucia la arena debe lavarse.
- En cuanto al mantenimiento del lecho, éste consistirá en reemplazar la arena perdida durante la remoción del lodo seco, por arena nueva de igual calidad a la señalada en el proyecto. Igualmente se debe prevenir el crecimiento de vegetales y de vegetación de todo tipo.



Figura 7.7 Patios de secado de lodos

7.6 Equipo de trabajo y herramientas recomendado para operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas

Como una manera de reducir la gravedad de un accidente y la posibilidad de contraer enfermedades contagiosas en todo centro de trabajo, se hace necesaria la utilización de un equipo de protección como barrera entre los trabajadores y estos riesgos. La tabla 7.1 presentada en la siguiente página muestra el equipo de seguridad necesario para el operador de una planta de tratamiento.

EQUIPO	ACTIVIDAD
PROTECCION PARA LOS PIES: <ul style="list-style-type: none"> • BOTAS DE HULE • ZAPATOS DE CUERO 	<ul style="list-style-type: none"> • La superficie del canal donde se realiza el tratamiento preliminar. • La superficie de los filtros, cuando se limpian los canales distribuidores de caudal, y canales de entrada y salida. • Los tanques de sedimentación cuando se remueven natas y sólidos flotantes. • Al contacto con agua o desechos húmedos. • Para prevenir fracturas en los pies, por el golpe de objetos o contra objetos, los zapatos deben ser de punta reforzada, además deben ser de amarrar y de suela de goma. • Necesarios en toda actividad
PROTECCION PARA LAS MANOS: <ul style="list-style-type: none"> • GUANTES 	<ul style="list-style-type: none"> • Recoger basuras o desperdicios. • Manipular herramientas. • Hacer uso del equipo de limpieza. • Disposición final de las basuras, natas u otros desperdicios.
PROTECCION CONTRA LOS RAYOS SOLARES: <ul style="list-style-type: none"> • GORRAS • SOMBREROS 	<ul style="list-style-type: none"> • Como medida de protección contra los rayos solares al realizar labores al aire libre.
OTROS: <ul style="list-style-type: none"> • MASCARILLAS DESECHABLES • UNIFORME • LENTES 	<ul style="list-style-type: none"> • Siempre que se realice la extracción de lodos de algún elemento, así como también, cuando se inspeccione o se realicen trabajos en tanques cerrados a través de sus compuertas. • Deberá ser de tela resistente, la camisa debe ser manga larga y debe tener el distintivo de la institución en un lugar visible; el pantalón debe tener bolsas grandes, con porta cincho y sin dobleces en el ruedo.

Tabla 7.1 Equipo de protección personal

La tabla 7.2 se presenta a continuación con el propósito de ayudar al operador a identificar las herramientas adecuadas para la labor a realizar, la cual muestra una lista de las herramientas más utilizadas según las actividades que se efectúen en la plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas. Todo trabajador debe estar consciente que luego de utilizar las herramientas tiene que dejarlas limpias y en un lugar correcto de almacenamiento (bodega) para poder disminuir el riesgo a accidentes.

HERRAMIENTAS	ACTIVIDAD
RASTRILLO METALICO	Limpieza de rejillas, recolección de hojas y basura
VARA METÁLICA CON GANCHO UN EXTREMO	Limpieza de rejillas
MANGUERA CON UN LARGO SUPERIOR A LOS 30 M Y DIAMETRO QUE PUEDE IR DESDE ½ A 3/8 DE PULGADA DE MATERIAL RESISTENTE QUE PUEDE SER PLASTICO O CON ALGUN REFUERZO METALICO	Lavado de paredes de las rejillas, de los desarenadores, las ventanas de aireación; los canales de entrada y salida; el riego de el césped y plantas
PALA METALICA PALAS CON AGUJEROS	Limpieza de desarenadores, la recolección y disposición de lodos en los patios de secado; para el manejo de lodos, natas y basuras
BALDES	Recolección de arenas, lodos, natas y basuras; recolección de agua
CARRETILLA	Transporte de lodos, arenas, basuras y otros desechos; transporte de materiales
COLADOR	Recolección de natas, lodos y basuras flotantes en tanques
ESCOBA PLÁSTICA	Limpieza de locales y aceras, limpieza de canaletas de conducción y distribución en los filtros y tanques
PALA PLÁSTICA	Recolección de basuras provenientes de locales
PICO	Excavación para el entierro de desechos
MACHETE	Para evitar la propagación de malezas, o arbustos no deseados
BARRA PUNTIAGUDA	Recolección de basuras
BOTIQUIN DE EMERGENCIA	En el caso de registrarse algún incidente menor gravedad

Tabla 7.2 Herramientas utilizadas en la limpieza de la planta de tratamiento

7.7 Programa de medición de parámetros de control

El monitoreo de la calidad del agua que sale de cada unidad de la planta de tratamiento es importante para determinar el cumplimiento con las normas y reglamentos vigentes, establecer la eficiencia de los procesos de tratamiento, e identificar problemas en el tratamiento para poder tomar acciones correctivas.

7.7.1 Muestreo

Existen 2 tipos de muestras recolectadas, dependiendo del tiempo disponible y del propósito de los análisis. A una se le llama “muestra instantánea” o puntual y consiste en una porción de aguas residuales que se toma de una sola vez, el cual representa las condiciones en el momento del muestreo. La otra se llama “muestra compuesta o integrada” y consiste de porciones de aguas residuales que se toman a intervalos regulares de tiempo, siendo proporcional el volumen de cada porción al volumen del recipiente, las que al mezclarse forman una muestra final representativa de las aguas residuales durante cierto periodo.

Los puntos del muestreo en las unidades de tratamiento estarán situados a la salida y el último punto deberá localizarse cerca del punto de la descarga, para efectos de realizar un buen muestreo se instalará una caja de acceso donde el efluente se encuentre más aireado procurando resultados favorables.

Para la toma de muestras y análisis de laboratorio, lo más práctico y confiable es contratar los servicios de un laboratorio especializado que esté acreditado por el CONACYT para la realización de este trabajo, el cual tendrá certificadas las pruebas a realizar.

Las características: temperatura, pH, sólidos sedimentables y caudal, no requieren ser practicados por un laboratorio acreditado; sin embargo, deberán estar incluidos en el informe operacional.

La frecuencia mínima de muestreo y análisis según caudal y componentes característicos, de los efluentes de los sistemas de tratamiento de aguas

residuales de tipo ordinario, se realizará según se establece en la tabla 7.3 presentada a continuación.

PARÁMETROS	CAUDAL m ³ / día		
	< 50	> 50	> 100
pH, sólidos sedimentales y caudal	mensual	semanal	diario
Grasa y aceites	anual	semestral	trimestral
DBO ₅	trimestral	trimestral	trimestral
Sólidos suspendidos totales	anual	semestral	trimestral
Coliformes fecales	trimestral	trimestral	trimestral

Tabla 7.3 Frecuencia mínima de muestreo y análisis de aguas residuales de tipo ordinario⁵⁵

7.7.2 Pruebas in Situ

Los parámetros que se deben medir regularmente son pH, sólidos sedimentables, caudal y temperatura.

En lo que respecta a la toma de muestra de los sólidos sedimentables de las aguas residuales que se puede hacer en forma muy sencilla es la prueba del cono Imhoff, el procedimiento es el siguiente:

- a) Llenar el cono Imhoff con la muestra a analizar hasta la marca de 1,000 ml.
- b) Colocar el cono en la gradilla, la cual deberá estar a nivel horizontal.
- c) Dejar 45 minutos para que se asienten los sólidos.
- d) Agitar para permitir que se vayan hasta el fondo los sólidos adheridos a las paredes del cono y esperar 15 minutos más.

⁵⁵ FUENTE: "Norma salvadoreña, sobre la descarga a un cuerpo receptor". Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), Art. 18

- e) Anotar la lectura de los sólidos acumulados al fondo del cono.
- f) Después de cada procedimiento lavar el cono con agua limpia y secarlo con una franela. Para limpiarlo puede quitarse el tapón del fondo.

No usar solventes, ni limpiadores abrasivos, puede usarse detergente suave.

- g) Almacenar el cono en un lugar apropiado y protegido.



Figura 7.8 Conos Imhoff para determinar cantidad de sólidos sedimentables (SS)

7.7.3 Informes operacionales

Los titulares deben elaborar y presentar al Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales informes operacionales de los sistemas de tratamiento de aguas residuales y de las condiciones de sus vertidos, que reflejen la frecuencia del muestreo.

El contenido de dichos informes operacionales periódicos deberá tener como mínimo la siguiente información:

- a) Registro de aforos.
- b) Registro de análisis de laboratorio efectuados por el titular y los efectuados por laboratorios acreditados, según la legislación pertinente.

- c) Registro de daños a la infraestructura, causados por situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y funcionamiento del sistema.
- d) Situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y el funcionamiento del sistema que originen descargas de aguas residuales con niveles de contaminantes que contravengan los límites permitidos por las normas técnicas respectivas.
- e) Evaluación del estado actual del sistema.
- f) Acciones correctivas y de control.

7.7.4 Formularios de funcionamiento para la planta de tratamiento

Como una herramienta necesaria y fundamental para el correcto desempeño, mantenimiento y operación de la planta de tratamiento propuesta para el municipio de Quezaltepeque, se proporcionan los formularios para el control de los componentes en el anexo # 3.

CAPITULO VIII

ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA LOS SECTORES SIN ACCESO AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

8.1 Sectores que no pueden tener acceso para conexión a red de alcantarillado sanitario trabajando por gravedad

En la etapa del diseño, se determinaron ciertos sectores de la población que no han sido incluidos en el diseño de la red, esto se debe a lo siguiente:

En los perfiles de los planos constructivos se puede observar que la topografía del lugar hace imposible el flujo por gravedad; debido a esto, si se construyeran colectores en dichos tramos, el flujo no podría ser transportado hasta el punto final de descarga propuesto.

Las viviendas se encuentran localizadas dentro de la lotificación Santa Rosa en la zona sur – oriente y en total son 9 el detalle de las áreas de los lotes se presenta a continuación:

LOTES	AREA (m²)
1	170.22
2	258.36
3	265.22
4	266.19
5	310.42
6	193.01
7	329.00
8	348.83
9	291.04

Tabla 8.1 Área de lotes que no podrán conectarse a la red propuesta

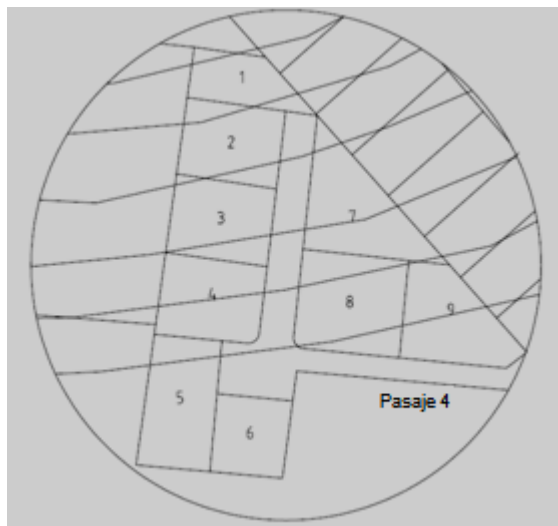


Figura 8.1 Zona de detalle al sur- oriente en la lotificación Santa Rosa

8.2 Presentación de alternativas

Existen tres alternativas de solución a la problemática de estas 9 viviendas, las cuales se presentan a continuación:

- La implementación en cada vivienda del sistema de fosa séptica (caja séptica - pozo de absorción);
- La implementación, en cada vivienda, del sistema de letrina abonera seca familiar;
- La implementación de un sistema de bombeo de aguas negras.

Pero de estas alternativas solamente una resulta ser viable desde el punto de vista técnico, económico y ambiental, y es de la implementación del sistema de fosa séptica, sin embargo se incluirá una guía de construcción de letrinas aboneradas por si la comunidad ejecutar su construcción.

8.3 Sistemas de fosa séptica

Los sistemas de fosas sépticas, comúnmente son utilizados en el tratamiento de las aguas residuales de familias que habitan en localidades que no cuentan con servicios de alcantarillado o que la conexión al sistema de alcantarillado les resulta costosa por su lejanía. Estos sistemas se pueden utilizar en localidades rurales o urbanas y generalmente están compuestos por tanques sépticos, cajas de distribución y unidades de pos - tratamiento del efluente, tales como: pozos de absorción, zanjas de infiltración y zanjas de arena filtrante.

8.3.1 Elementos de una fosa séptica

Tanque séptico

El tanque séptico recibe las aguas negras provenientes de los servicios sanitarios del inmueble, separando los sólidos de los líquidos en dos cámaras de sedimentación. El material sedimentable decantado, en el tanque séptico, se descompone bajo condiciones anaeróbicas por acción de los microorganismos presentes en las aguas residuales. El proceso de descomposición de la materia sedimentable y la presencia de aceites y grasas dan origen a la formación de natas, que se ubican en la parte superior del tanque, y a la producción de gases que deben ser eliminados a través de las instalaciones sanitarias de la vivienda. En resumen, los tanques sépticos cumplen tres funciones: a) eliminación y digestión de sólidos; b) tratamiento biológico; y c) almacenamiento de natas y lodos.

No es recomendable la descarga de grandes cantidades de productos químicos hacia los tanques sépticos, por que se inhibirá la digestión de los lodos sedimentados y consecuentemente puede producir la liberación de malos olores. La presencia de grandes cantidades de grasas en las aguas residuales también afecta el funcionamiento de los tanques sépticos, por lo que se hace

necesario la construcción de trampas de grasas en aquellas instalaciones cuyas aguas residuales son ricas en estos elementos.

La velocidad del proceso de digestión aumenta con la temperatura, con el máximo alrededor de los 35°C. El empleo de desinfectantes en cantidades anormalmente grandes, también hace que mueran las bacterias, inhibiendo así el proceso de digestión.

Como el efluente de los tanques sépticos es anaerobio y contiene probablemente un elevado número de agentes patógenos, que son una fuente potencial de infección, no debe usarse para regar cultivos ni descargarse a canales o aguas superficiales.

Los principios que han de orientar el diseño de un tanque séptico son los siguientes:

- Prever un tiempo de retención de las aguas servidas, suficiente para la separación de los sólidos y la estabilización de los líquidos.
- Asegurar que el tanque sea lo bastante grande para la acumulación de lodos y espumas.
- Prevenir las obstrucciones y asegurar la adecuada ventilación de los gases.

El Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador⁵⁶, propone que los tanques sépticos, se dimensionen de acuerdo a lo observado en la Figura 8.2, complementado con el contenido de la Tabla 8.2.

⁵⁶ FUENTE: Guía Técnica Sanitaria Para La Instalación Y Funcionamiento De Sistemas De Tratamiento Individuales De Aguas Negras Y Grises, El Salvador, C.A. Marzo 2009

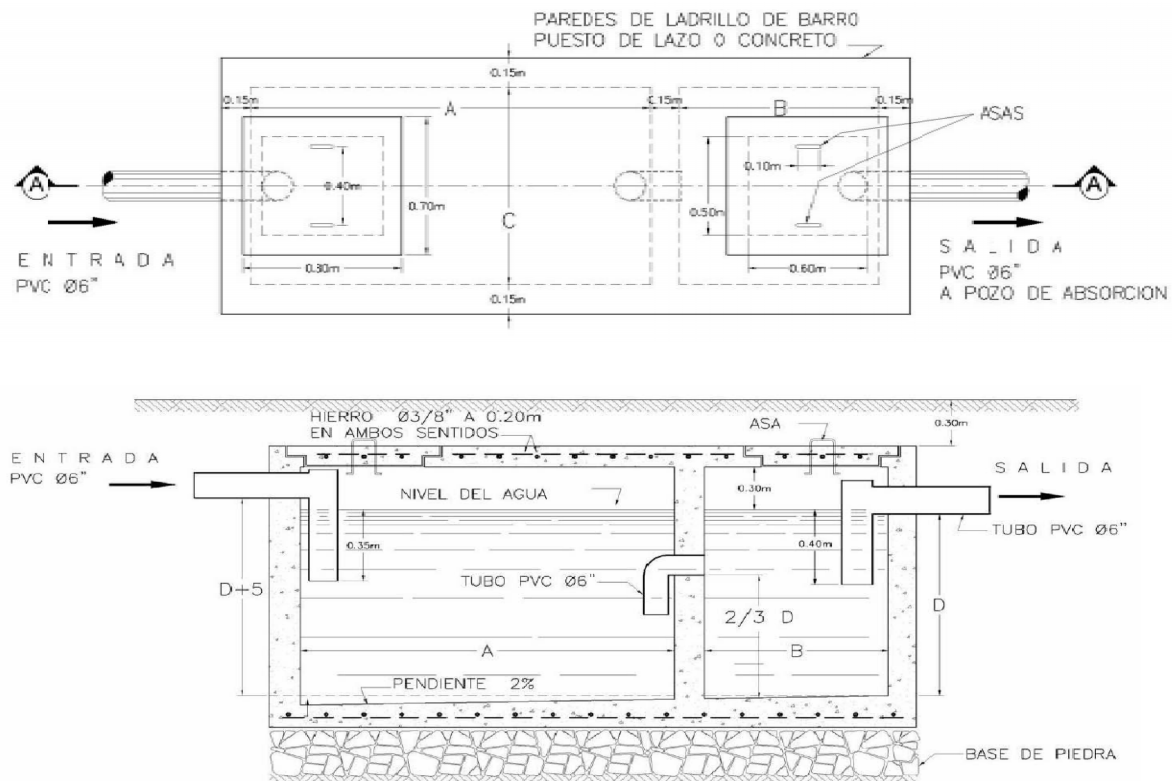


Figura 8.2 Esquema de tanque séptico, usado para el dimensionamiento, de acuerdo al Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador

No. de personas	A	B	C	D
6 ó menos	2.00	1.00	1.00	1.30
9	2.30	1.15	1.00	1.30
12	2.60	1.30	1.15	1.30
15	3.00	1.45	1.30	1.30
50	5.40	2.60	1.60	1.60
100	6.60	3.30	2.00	2.00

Tabla 8.2 Dimensiones de un tanque séptico de acuerdo al número de personas (corresponde a las cotas mostradas en la Figura 8.2)

En los tanques sépticos se debe usar mampara intermedia si el número de personas excede de 15. Para mantenimiento debe limpiarse como máximo cada dos años, o al presentarse problemas de obstrucciones. Puede hacerse la limpieza y disposición de lodos por presión hidrostática en terrenos quebrados.

Cajas de distribución

Este implemento del sistema de fosa séptica tiene por objeto distribuir el agua servida procedente del tanque séptico proporcionalmente a cada uno de los ramales del campo de oxidación o a los pozos de absorción, para lo cual se colocan todas las tuberías de salida a la misma altura.

Se recomienda localizar la tubería de entrada a 5 cm del fondo de la caja y las tuberías de salida 1cm del mismo fondo. En lo posible el ancho de la caja no excederá de 45 cm y su largo se determinará en función del número de salidas, considerando un espacio mínimo de 25 cm entre los ejes de éstas. Los materiales para su construcción podrán ser: piedra, ladrillo o concreto.

La caja de distribución debe ser inspeccionada cada tres meses para observar la presencia de sedimentos que pudieran afectar la distribución del agua residual hacia los pozos de absorción o campo de oxidación. En caso de verificarse una mala distribución de agua por la presencia de sólidos se deberá proceder a su limpieza.

Pozos de absorción

El pozo de absorción se recomienda como alternativa cuando no se pueden usar los campos de absorción, o donde el suelo permeable es muy profundo. El líquido proveniente del tanque séptico pasa a través del pozo hecho con ladrillos o rocas con juntas abiertas (sin mortero) o con suelo lleno de rocas sueltas internamente y llega al suelo circundante. Luego es tratado por las bacterias presentes en el suelo. Las dimensiones y el número de pozos dependerán de la permeabilidad del terreno y del nivel freático (agua

subterránea). La distancia entre dos pozos debe ser de por lo menos tres veces el diámetro interno del mayor de ellos. Cada pozo debe tener tapa de inspección y su diámetro debe oscilar entre 1.0 a 2.50 m.

El pozo de absorción se diseñará de acuerdo con la naturaleza del terreno y las pruebas de infiltración y el fondo de estos pozos debe estar a una distancia vertical mínima de 3.0 m del nivel freático medida en época lluviosa⁵⁷. Se debe de tomar en cuenta que el área de absorción de los pozos, es en las paredes y no en el fondo.

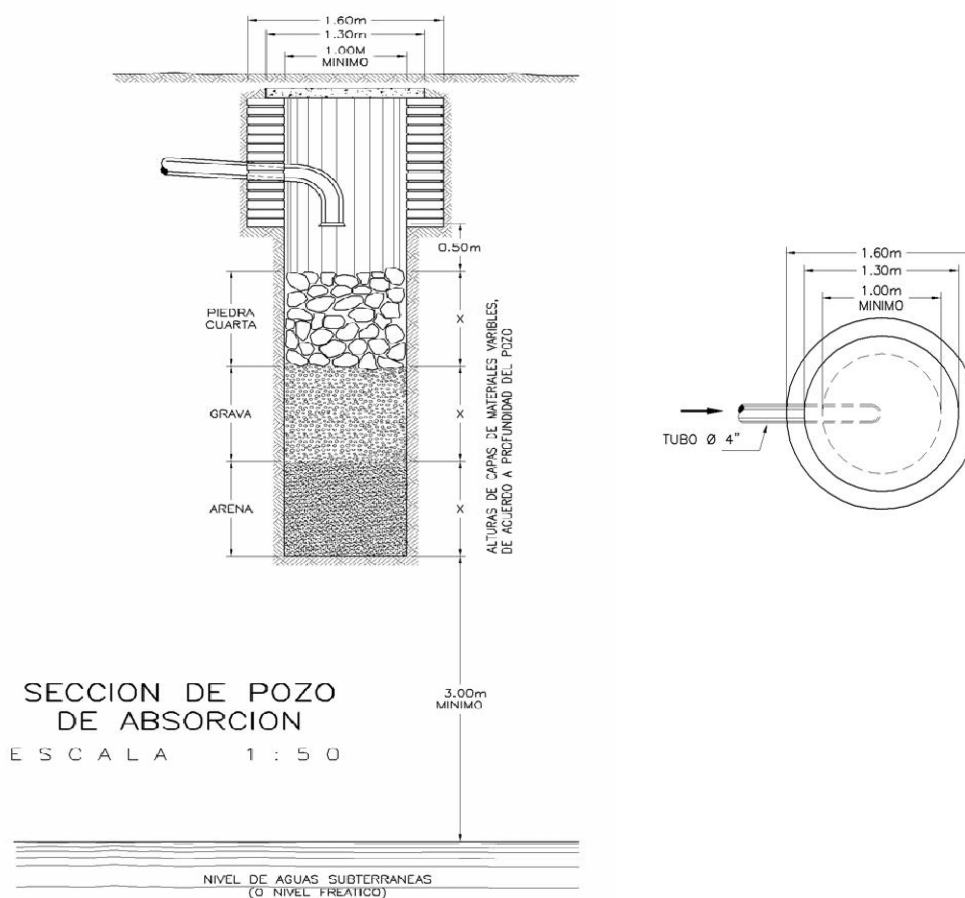


Figura 8.3 Esquema de pozo de absorción

⁵⁷ FUENTE: Guía Técnica Sanitaria Para La Instalación Y Funcionamiento De Sistemas De Tratamiento Individuales De Aguas Negras Y Grises, Ministerio De Salud Pública Y Asistencia Social El Salvador, C.A. Marzo 2009

8.3.2 Diseño de tanques sépticos

En El Salvador, los tanques sépticos deben ser diseñados de acuerdo a los criterios brindados por las unidades de salud, bajo la dirección del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. En apartados anteriores se han mencionado algunos de estos criterios, pero a fin de comprender más detalladamente el diseño de un tanque séptico, se presenta la siguiente metodología de diseño, aunque para el dimensionamiento del tanque séptico pueden usarse los datos de la Tabla 8.2.

a. Cálculo del volumen útil requerido para el tanque (V_u , en m^3)

Se recomienda que los tanques sépticos, deben dimensionarse teniendo en cuenta un volumen destinado a la sedimentación y un volumen para la acumulación del lodo, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_u = 1000 + N(DT + L_f K)$$

Donde:

V_u = volumen útil del tanque séptico (l)

N = número de personas ó unidades de contribución (habitantes ó unidades)

T = tiempo de retención (días)

L_f = contribución de lodo fresco (l/h/d)

D = dotación per cápita de aguas residuales por persona (l/h/d)

K = tasa de acumulación de lodo (días)

A continuación se describen los valores de los parámetros de la ecuación anterior:

✓ *Período de retención hidráulica (T en días)*

Los valores de tiempo de retención deben ser considerados de acuerdo a la siguiente tabla.

Contribución diaria (L)	Tiempo de retención (T)	
	Días	Horas
Hasta 1,500	1.00	24
De 1,501 a 3,000	0.92	22
De 3,000 a 4,500	0.83	20
De 4,501 a 6,000	0.75	18
De 6,001 a 7,500	0.67	16
De 7,501 a 9,000	0.58	14
mas 9,000	0.50	12

Tabla 8.3 Tiempos de retención en proporción al volumen que se debe tratar

✓ *Contribución de lodo fresco (L_f)*

Se tomará como contribución de lodo fresco per cápita $L_f = 1$ l/h/día, de manera general y para casos específicos se deben considerar los valores de la tabla 8.4.

Predio	Unidades	Contribución de lodo fresco L _f (L/día)
Ocupantes permanentes		L_f
Residencia		
Clase alta	Persona	1.00
Clase media	Persona	1.00
Clase baja	Persona	1.00
Hotel (excepto lavandería y cocina)	Persona	1.00
Alojamiento provisional	Persona	1.00
Ocupantes temporales		
Fabrica en general	Persona	0.30
Oficinas temporales	Persona	0.20
Edificios públicos o comerciales	Persona	0.20
Escuelas	Persona	0.20
Bares	Persona	0.10
Restaurante	Comida	0.01

Tabla 8.4 Contribución de lodo fresco L_f en L/día

✓ *Tasa de acumulación de lodos digeridos (K)*

Esta tasa de acumulación depende de la temperatura del lugar donde se construirá el tanque séptico y el intervalo de limpieza medido en años y tiene valores de acuerdo a la siguiente tabla:

Intervalos de limpieza (años)	Valores de K (días) por intervalo de temperatura ambiente (t) en °C		
	t = 10 °C	10 °C < t < 20 °C	t = 20 °C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

Tabla 8.5 Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos

b. Dimensionamiento del tanque séptico

✓ *Determinación de la profundidad útil del tanque (P_u):*

Se debe establecer la profundidad del tanque séptico a partir de los datos de la Tabla 8.6, que contiene rangos de profundidades de acuerdo al volumen útil del tanque, que se calcula en base a la expresión del paso anterior, las alturas varían de 1.2 a 2.8 m.

Volumen útil (m ³)	Profundidad útil mínima (m)	Profundidad útil máxima (m)
Hasta 6	1.2	2.2
De 6 a 10	1.5	2.5
Más de 10	1.8	2.8

Tabla 8.6 Valores de profundidad útil de acuerdo al volumen estimado para el tanque séptico (tomado de Norma Colombiana RAS)

✓ *Determinación del largo y el ancho del tanque*

En base a la relación largo - ancho elegida, el volumen útil encontrado y la altura del tanque ya establecida, se puede determinar tanto el largo como el ancho del tanque séptico. Si se consideran dos cámaras en el tanque entonces la primera cámara tendrá una longitud $2L/3$ y el largo de la otra cámara será de $L/3$.

$$L = (r).(Ancho)$$

Donde:

L = Largo total del tanque séptico (m, 1m mínimo)

R = Relación largo - ancho del tanque séptico (2:1 a 4:1)

Ancho = Ancho del tanque séptico (m, 0.80 m mínimo)

$$V_u = Ancho^2 * r * P_u$$

$$Ancho = \sqrt{\frac{V_u}{r * P_u}}$$

c. Volumen de natas

Como valor se considera un volumen mínimo de 0.7 m^3 / período de limpieza.

d. Profundidad de espuma sumergida (H_e , en m)

$$H_e = \frac{0.70}{L * Ancho}$$

e. Profundidad libre de espuma sumergida

Distancia entre la superficie inferior de la capa de espuma y el nivel inferior de la Tee de salida o cortina deflectora del dispositivo de salida del tanque séptico, debe tener un valor mínimo de 0.10 m.

f. El espacio libre entre nivel superior de natas y nivel inferior de losa de tapadera del tanque séptico, debe de ser como mínimo 0.30m.

g. Profundidad neta del tanque séptico

Es la suma de las profundidades de natas, útil, que comprende la de sedimentación y almacenamiento de lodos, profundidad libre de natas sumergidas y borde libre.

Dimensiones internas del tanque séptico

Para determinar las dimensiones internas de un tanque séptico rectangular, se deben emplear los siguientes criterios:

- En general, la profundidad no deberá ser superior a la longitud total.
- El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 150mm (6”).
- El nivel de la tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0.05 m por debajo de la tubería de entrada.
- La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0,05 m por debajo de la losa de techo del tanque séptico.
- El fondo de los tanques tendrá una pendiente de 2% orientada al punto de ingreso de los líquidos.

- El techo de los tanques sépticos deberá estar dotado de losas removibles y registros de inspección de 150 mm de diámetro (6”).

En general se debe de considerar las siguientes especificaciones:

- El fondo de la excavación para el pozo de absorción deberá realizarse hasta encontrar material permeable, pero deberá estar por lo menos 3.0 m por encima del nivel freático.
- En el fondo del pozo se deberá colocar una capa de por lo menos 30 cm. de grava, y encima de ésta una capa de por lo menos 30 cm. de piedra suelta.
- En la parte superior del pozo se deberá construir un ademe de ladrillo de barro puesto de lazo para prevenir posibles derrumbes e infiltraciones de aguas lluvias. La altura de esta estructura variará entre 1.00 y 2.00 metros, dependiendo del tipo de suelo y medidos hacia abajo a partir de una losa de concreto reforzado de 10 cm. de espesor.
- La tapadera del pozo deberá estar ubicada, por lo menos, a 30 cm. por debajo de la superficie del terreno.
- La limpieza de los sólidos en las cajas sépticas deberá realizarse en un período máximo de dos años para evitar posibles derrames, dejando un residuo del 10%.
- El pozo de absorción no deberá estar a menos de 3.0 m de distancia horizontal de un pozo de agua potable, ni a menos de 3.0 m de una construcción o del lindero del terreno.
- El diámetro interior del pozo deberá tener un valor de 1 m.

8.3.3 Tanque séptico prefabricado

El tanque séptico prefabricado, es una solución rápida y eficiente para la eliminación de desechos de aguas negras. Y puede ser utilizado en este tipo de proyectos, para las viviendas que no cubre el sistema de alcantarillado sanitario, como es el caso de un sector, en la lotificación Santa Rosa en la zona nor – oriente de Quezaltepeque.



Figura 8.4 Tanque séptico prefabricado

A continuación la Tabla 8.7 describe las características de los tanques sépticos prefabricados más comunes y utilizados.

Volumen (l)	750	1100	2500
Capacidad medio rural (personas)	4 a 5	6 a 10	11 a 20
Capacidad medio urbano (personas)	2 a 3	4 a 5	6 a 10
Diámetro en metros	1.10	1.10	1.55
Altura en metros	1.02	1.39	1.60
Precio en dólares (2009)	207	242	472

Tabla 8.7 Características de tanques sépticos⁵⁸

⁵⁸ FUENTE: EMPRESAS DURMAN

La tabla 8.8 describe las capacidades de los tanques sépticos prefabricados para una dotación de 200 l/hab/día y un volumen del tanque de 1100 l. Tomando en cuenta el número de personas por vivienda, y la frecuencia de uso de estos elementos.

Uso	Diario	Fines de semana
Nº de personas	Periodo de limpieza(años)	Periodo de limpieza(años)
5	3	10
8	2	7
15	1	4

Tabla 8.8 Periodo de limpieza de tanque séptico⁵⁹

Debemos considerar que los periodos de limpieza pueden ser aumentados al doble o más, si colocamos dos o más unidades o tanques sépticos en paralelo.

Para la instalación

Al ser una solución prefabricada, el proceso de instalación es más rápido en comparación a los sistemas tradicionales generando un ahorro en mano de obra y materiales.

Al momento de colocar el tanque séptico se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- No se debe instalar en terrenos pantanosos ni en rellenos mezclados, sujetos a inundaciones o con niveles freáticos altos. El nivel freático deberá estar a una profundidad mayor de 3.00 metros medidos desde la tapa de fosa.

⁵⁹ FUENTE: EMPRESAS DURMAN

- Seleccionar un suelo o piso firme y plano para la ubicación del tanque y realice una excavación de 2.5 metros x 1.70 metros como mínimo, con una profundidad máxima de 1.50 metros.
- Ajustar el nivel del fondo de la excavación de modo que la tubería de entrada coincida con la prevista del tanque.
- Verificar el sentido de flujo para instalar adecuadamente la tubería de entrada y salida.
- Cuando el tanque se instala en una zona con tránsito vehicular, deberá colocar una losa de concreto armado de 10 cm de espesor como mínimo.

El buen funcionamiento del sistema

Para el buen funcionamiento del tanque séptico se debe tomar en cuenta lo siguiente:

1. Colocar trampas a la salida del lavatrastos, pilas, duchas y lavamanos para impedir que las grasas, aceites o cabellos obstruyan la fosa y las tuberías.
2. Descargar todos los accesorios sanitarios en el tanque séptico. No se deben conectar directamente al drenaje séptico ya que podrían ocasionar su obstrucción.
3. Las aguas de lluvia deben descargarse en el alcantarillado pluvial o drenaje superficial. Nunca deben conectarse al tanque séptico.
4. No lanzar limpiadores, solventes, pinturas, pesticidas, tintas, medicamentos o cualquier otro químico a las tuberías ya que pueden matar las bacterias que tratan los desechos en el tanque séptico.
5. No disponga los desechos de comida ni las grasas o aceites de cocina en el lavatrastos.
6. No siembre árboles o arbustos sobre el área de filtración ya que pueden obstruir las tuberías y perjudicar el funcionamiento del sistema.
7. Realizar una inspección visual cada seis meses.

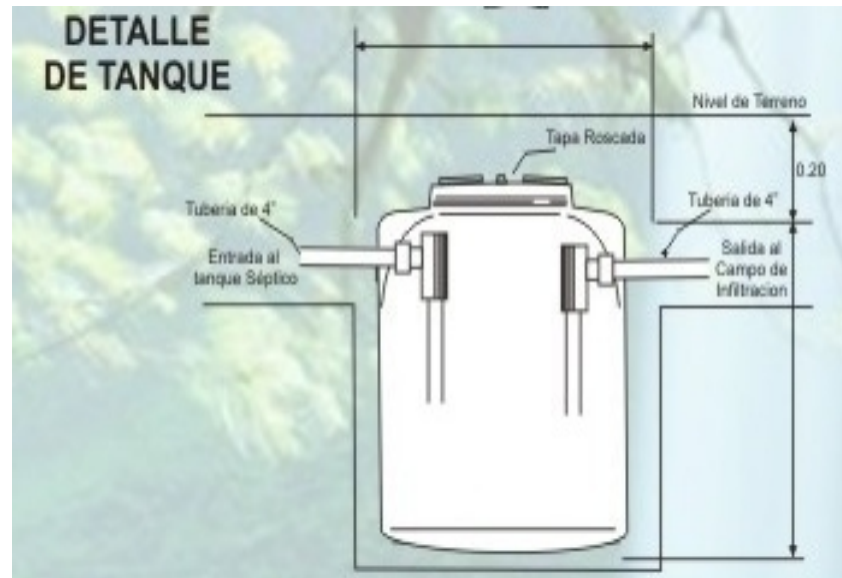


Figura 8.5 Elementos de tanque séptico

8.3.4 Diseño de alternativa de fosa séptica

Tubería inodoro - caja:

$\varnothing = 6$.; Pendiente = 2 a 4%

Caja séptica:

DATOS

Número de habitantes: $N = 6$

Tiempo de retención: $T = 1$ día

Contribución de lodo fresco $L_f = 1.00$ l/h/d

Dotación per cápita de aguas residuales por persona $D = 125$ l/h/d

Periodo de limpieza de diseño: 5 años

Tasa de acumulación de lodo: $K = 217$ días

Relación largo - ancho del tanque séptico: $R = 3:1$

CALCULOS

- Cálculo del volumen útil requerido para el tanque:

$$V_u = 1000 + N(DT + L_f K)$$

$$V_u = 1000 + 6(125(1.0) + 1.0(217)) = 3,052 \text{ litros} = 3.052 \text{ m}^3$$

- Determinación de la profundidad útil del tanque:

En base a la Tabla 8.6 y como el volumen útil requerido es menor de 6 m³ esta altura $P_u = 1.2 \text{ m}$.

- Calculo del ancho del tanque séptico:

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{V_u}{r \times P_u}} = \sqrt{\frac{3.05}{3 \times 1.2}} = 0.9 \text{ m}$$

- Calculo del largo del tanque séptico:

$$L = r \times \text{Ancho} = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{ m}$$

- Volumen de natas mínimo:

Como valor se considera un volumen de 0.7 m³/ período de limpieza.

- Profundidad de espuma sumergida:

$$H_e = \frac{0.7}{L \times \text{Ancho}} = \frac{0.7}{2.7 \times 0.9} = 0.29 \text{ m}$$

- Profundidad libre de espuma sumergida:

$$H_e = 0.10 \text{ m}$$

- Altura de espacio libre:

$$H_l = 0.30 \text{ m}$$

Entonces tenemos que las dimensiones finales serán⁶⁰:

Longitud de primera cámara	A = 1.80 m	2.00 m
Longitud de segunda cámara	B = 0.90 m	1.00 m
Ancho interno	C = 0.90 m	1.00 m
Altura del tanque total	D = 1.90 m	1.30 m

Tubería caja - pozo:

$\varnothing = 6.$; Pendiente = 1% como mínimo

Pozo de absorción:

DATOS

Tasa de infiltración: 16

CALCULOS

- Cálculo del coeficiente de infiltración:

$$C = \frac{1623}{TI + 7.5} = \frac{1623}{16 + 7.5} = 69.06 \text{ l/m}^2/\text{día}$$

- Cálculo del área de absorción:

$Q = \text{Dotación} \times \text{No. habitantes} = 125 \times 6 = 750 \text{ l/día}$

$$A = \frac{Q}{C} = \frac{750}{69.06} = 10.86 \text{ m}^2$$

⁶⁰ Recomendaciones del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social

- Cálculo de la altura necesaria del pozo:

El diámetro del pozo puede estar comprendido entre (1.0 a 2.5 m).

$$H = \frac{A}{x D} = \frac{10.86}{x 1.0} = 3.46 \text{ m}$$

- Cálculo de la altura total del pozo:

La altura del broquel o ademe del pozo será como mínimo de 1.0 metro por consistir en terrenos arcillo - arenosos.

$$H = 3.46 + 1.0 = 4.46 \quad \mathbf{4.5 \text{ m}}$$

- Se debe considerar que el nivel freático se encontrará a 3.0 como mínimo del fondo del pozo.
- En el fondo del pozo se colocará una capa de grava de 50 cm. de altura y sobre ella una capa de piedra suelta del mismo espesor que servirán como filtro aeróbico.

Los planos constructivos de la fosa séptica se pueden observar en el anexo hoja 26/39.

8.4 Letrina abonera seca familiar

Una alternativa más económica que la de fosa séptica es un tipo de letrina; la cual, a diferencia de la letrina de hoyo seco, ofrece gran seguridad sanitaria en la disposición de las heces, minimiza la posibilidad de contaminación de las fuentes de agua y reduce las condiciones para la producción de olores desagradables y criaderos de insectos dañinos. Las características de esta letrina también permiten su construcción en terrenos húmedos y poco firmes, como los suelos arenosos. Este tipo de letrinas se conoce con el nombre de letrina abonera seca familiar o sencillamente por sus siglas LASF.

8.4.1 Guía para la construcción de las LASF⁶¹

El proceso de construcción es sencillo, consta de 7 pasos, los cuales se describen a continuación.

Paso 1: Selección y preparación del terreno

En primer lugar, la letrina debe construirse próxima a la vivienda, de tal manera que se tenga fácil acceso a ella.

El terreno seleccionado debe medir 1.80 m de frente y 1.30 m de ancho. Ya que la LASF minimiza los riesgos de contaminación de las fuentes de agua subterránea, esta puede construirse aún cerca de los pozos, a diferencia de los pozos de absorción; sin embargo, a pesar de las bondades de esta letrina no es aconsejable construirla en los siguientes tipos de terreno:

a) En terrenos de relleno o demasiado flojos; en caso inevitable deben compactarse.

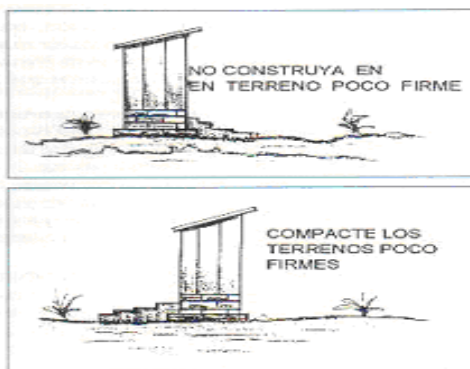


Figura 8.6 Construcción de LASF en terreno flojo

b) Próximas a barrancos o sobre zonas bajas o propensos a inundarse en el invierno. Para la construcción es preferible buscar las zonas más altas del terreno.

⁶¹ FUENTE: Propuesta de diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales para el cantón La Majada, departamento de Sonsonate, UES, 2008

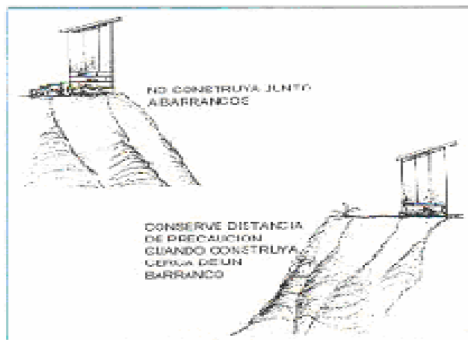


Figura 8.7 Construcción de LASF en lugares cercanos a barrancas

c) En laderas con pendientes muy pronunciadas. En caso necesario, hacer terrazas debidamente compactadas y complementadas con los muros de contención necesarios.

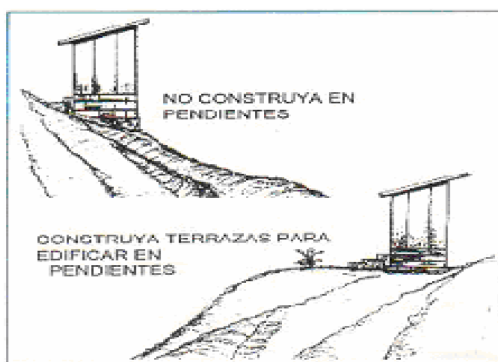


Figura 8.8 Construcción de LASF en terrenos laderosos

Paso 2: Construcción del arranque de piedra

El segundo paso es la construcción del arranque, éste mide 1.80 m de largo x 1.30 m de ancho; su altura o espesor debe ser como mínimo de 0.10 m (ver Figura 8.9). Esta estructura, además de sostener la construcción de la letrina sirve para impedir que las excretas se filtren al subsuelo.

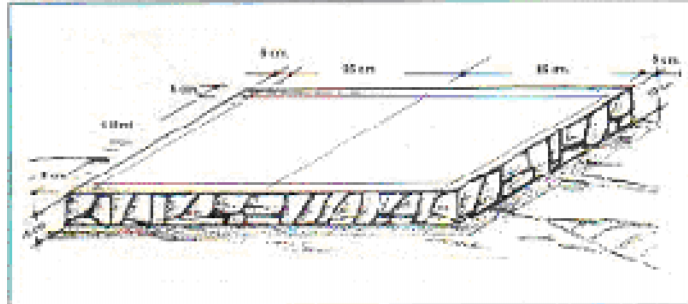


Figura 8.9 Trazado de líneas guías en arranque

El procedimiento para la construcción de esta cimentación es el siguiente:

- Limpiar el terreno, retirando los desechos vegetales, basura y vidrios.
- Aplanar y compactar el terreno.
- Colocar sobre el terreno un marco de madera y reforzarlo con estacas, el cual servirá como molde.
- Excavar hasta una profundidad de 0.10 m (como mínimo) en el área del marco.
- Nivelar y poner a escuadra el marco.
- Empedrar el área del marco, cuidando que el empedrado quede unos 3 cm debajo del nivel del marco.
- Preparar la mezcla en proporción 1:4 (una medida de cemento por cuatro de arena).
- Vaciar la mezcla en el empedrado y esparcirla, asegurándose de que no queden huecos.
- Emparejar la superficie y permitir el fraguado. Regarla 2 o 3 veces al día.

Paso 3: Construcción de las cámaras

Las cámaras son dos depósitos colocados uno junto al otro que se utilizan para la disposición de las heces. Cada una de las cámaras presenta una abertura utilizada como compuerta para la extracción posterior del abono. Las medidas interiores de las cámaras son: 0.70 m de largo por 1.00 m de ancho y 0.80 m de profundidad.

Procedimiento de construcción:

Trazo de las líneas de distribución de las cámaras

- Primero, se trazan en la superficie del arranque líneas marginales a los bordes. Estas líneas se marcan a 0.05 m de cada lado del arranque.
- Se forman escuadras y luego se traza una línea central a 0.85 m desde la línea paralela a lo ancho (ver Figura 8.9).

Construcción de las paredes

- Preparar la mezcla de cemento-arena en proporción 1:4.
- Pegar los bloques guías según se muestra en la Figura 8.10, orientándose por las líneas de trazo. Avanzar el levantamiento de las paredes.

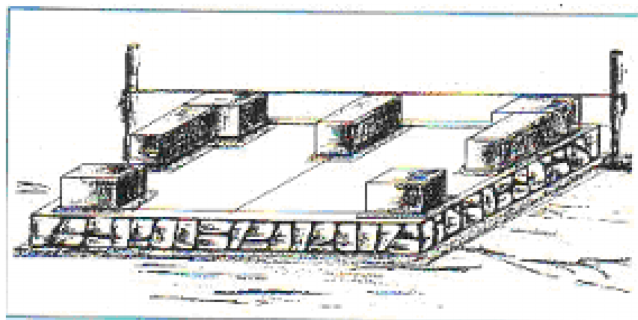


Figura 8.10 Colocación de bloques guías

Las compuertas se construyen en la parte trasera de la letrina. Cada compuerta mide 0.40 m de base por 0.40 m de altura (ver figura 8.11).

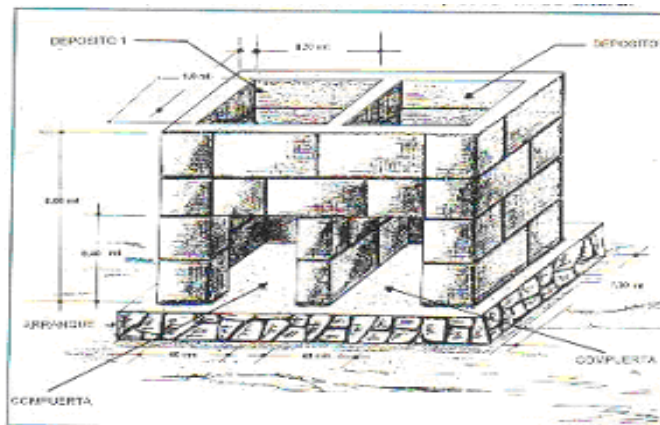


Figura 8.11 Vista de las compuertas de los depósitos de las LAFS

Paso 4: Construcción de las gradas

Las gradas son componentes de las LASF que pueden ser construidas con materiales y técnicas variadas. Las gradas facilitan el acceso a la taza de la letrina, éstas deberán presentar cuatro niveles, cada grada mide 0.60 m de ancho, y éstas se erigen sobre una rampa de 1.25 m de largo. Cada nivel o escalón tiene 0.30 m de huella (ver figura 8.12).

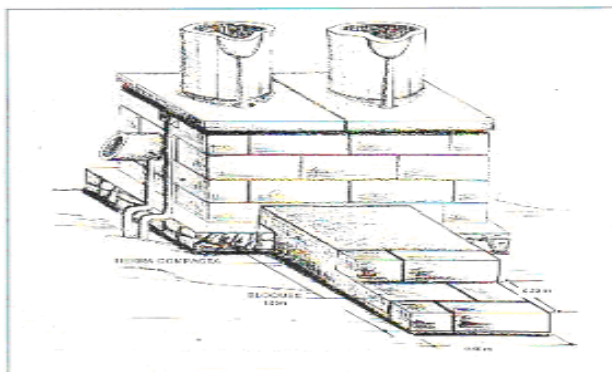


Figura 8.12 Dimensiones de las gradas

Procedimiento de construcción:

- Primero, nivelar y apisonar el área donde se construirán las gradas de la letrina, esto es, frente a las recámaras (0.60 m de ancho y 1.25 m de largo).
- Trazar dos líneas de distribución de las gradas, cada una paralela a 0.30 m de la línea central que divide a las cámaras.
- Preparar mezcla de cemento-arena en proporción 1:4.
- Pegar los bloques según se muestra en la Figura 8.13 y rellenar las ranuras con mezcla.

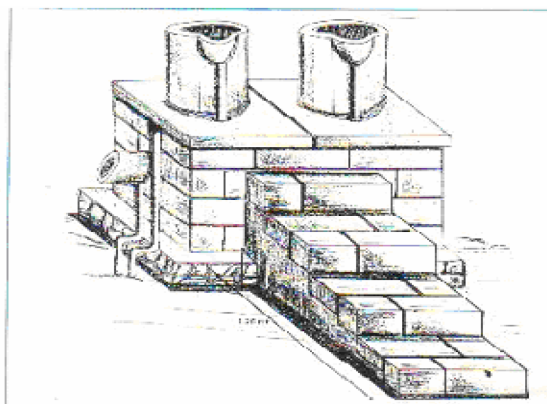


Figura 8.13 Acabado de las gradas

Paso 5: Adaptación de las planchas, tazas y urinario

Una vez construidas la cámara y las gradas se procederá a adaptar las planchas y demás componentes.

Procedimiento de adaptación:

a) Perforación de ranuras y agujero

- Perforar una ranura en el canto de cada una de las paredes laterales de las cámaras. Estas servirán para empotrar el poliducto que va de las tazas al foso sumidero.
- Perforar un agujero en la pared lateral de una de las cámaras. En este agujero, a 0.65 m ó 0.70 m del arranque, atravesar un clavo de 0.15 m que servirá para sostener el urinario.

b) Adaptación de las planchas

- Preparar mezcla de cemento - arena en proporción 1:3.
- Ajustar y pegar las planchas sobre el canto de las paredes de las recámaras, estas planchas se ajustarán a partir de la pared central. El pegado se realiza sobre una capa de mezcla de 1 ó 2 cm de espesor.

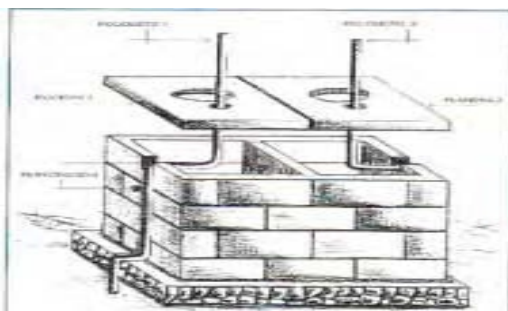


Figura 8.14 Colocación de planchas y poliductos

c) Adaptación de las tazas

- Ajustar y pegar las tazas sobre cada una de las planchas, exactamente sobre el agujero mayor, y luego pegar cada taza sobre una capa de mezcla de 1 ó 2 cm de espesor.

- Atravesar el poliducto por el agujero pequeño de la plancha, luego hacerlo pasar por la ranura y finalmente adaptarlo al foso sumidero o recipiente (en caso de usar el abono líquido). Proceder igual para la otra taza.
- Introducir el trozo de poliducto que sale de las planchas, en el respectivo agujero del urinario de las tazas. Sellar los espacios con las mezclas, cuidando de no taponar el interior del tubo.

d) Adaptación del urinario

- Adaptar el urinario, sujetándolo al clavo o varilla, colocado anteriormente en la pared lateral de una de las cámaras. Pegar con mezcla, cuidando de no taponar el interior del tubo.
- Empotrar el respectivo agujero del urinario, un tubo de poliducto de 1”
- Este tubo se conectará al foso sumidero, o a un recipiente en caso de usar el abono líquido (ver Figura 8.15).

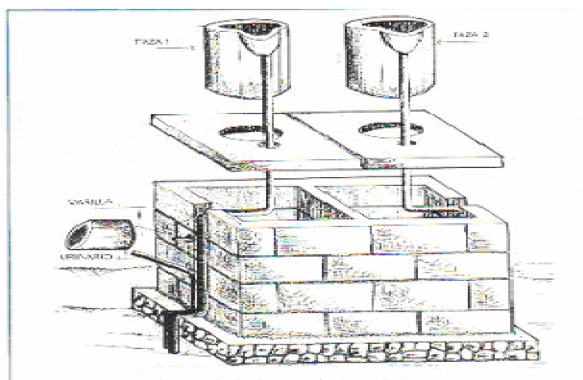


Figura 8.15 Colocación de tazas y urinario

Paso 6: Construcción del foso sumidero

La LASF incluye dos fosos sumideros que reciben la orina que proviene tanto de las tazas como del urinario. Estos fosos pueden tener profundidad variable y se forman con un relleno de material diverso: piedra quebrada, grava y arena. El foso sumidero se excava junto a las paredes de los lados de las cámaras, en un área de 0.20x0.20m. La profundidad puede ser de 0.50 m (ver Figura 8.16).

Procedimiento de construcción:

- Excavar junto a las paredes laterales de las cámaras un agujero según las medidas dadas.
- Rellenar el foso por capas; primero una capa de arena, una capa de grava y seguidamente una de piedra cuarta.
- Conectar los tubos de poliductos que vienen de las tazas y urinario al foso sumidero y complementar el llenado con fosos de bloques o tejas.
- Se debe tener cuidado de que el poliducto pueda sacarse con facilidad en caso de que se desee utilizar la orina como abono.

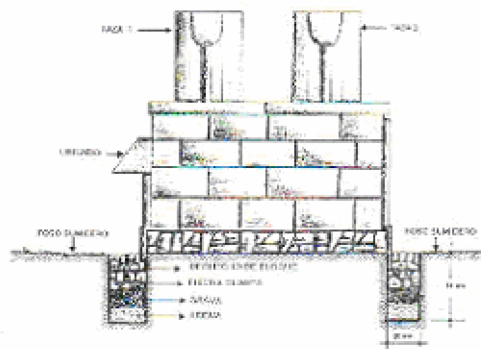


Figura 8.16 Componentes del foso sumidero

Paso 7: Construcción de la caseta

El último paso es la construcción de la caseta. Esta puede construirse con materiales alternativos accesibles a la población, tales como: ladrillos, adobes, varas, palma, cartón, madera, teja, etc.

Procedimiento de construcción:

- Primero se construye la estructura interna de la caseta, utilizando los materiales disponibles.
- Luego se construye el techo. De manera complementaria se procede a cubrir las paredes de la caseta (ver Figura 8.17).

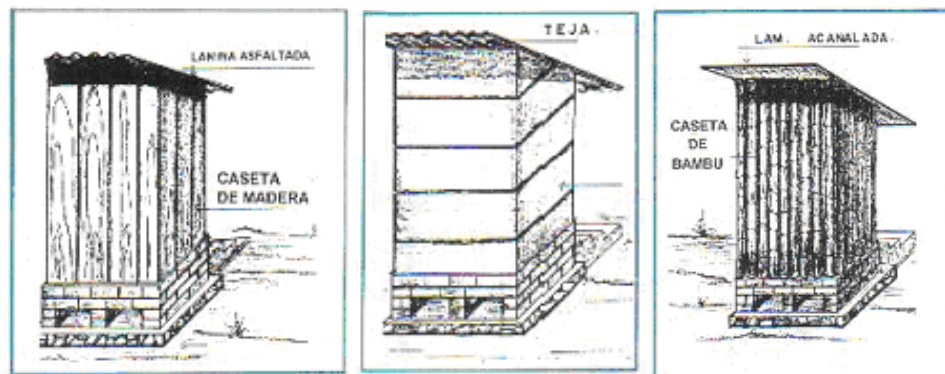


Figura 8.17 Diferentes alternativas para construcción de la caseta

Los planos constructivos de las LASF pueden ser observados en el anexo hoja 26/39.

CAPITULO IX

ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO

9.1 Especificaciones técnicas

9.1.1 Instalaciones provisionales

Se incluyen todas las operaciones que se deberán realizar para la instalación de todos los servicios temporales que sean necesarios en las obras, tales como bodegas, oficinas, instalaciones provisionales de servicios sanitarios, cercas protectoras, vallas, rótulos, etc.

Todas aquellas instalaciones que deban proporcionar protección contra los agentes atmosféricos deberán ser construidas con materiales de buena calidad. Las estructuras serán de madera de pino o metálicas. Las paredes serán de lámina galvanizada o lámina de fibrocemento. Los techos serán de lámina galvanizada. Las estanterías o tarimas serán de madera. El piso será de suelo cemento.

Se proveerán las tramitaciones, material, mano de obra y otros gastos necesarios para dotar de energía suficiente a la obra durante el proceso de construcción. La medición y forma de pago se llevará a cabo de por suma global.

9.1.2 Trazo y nivelación

Este trabajo consiste en la relocalización general, alineamientos y niveles de las obras a construir en el presente proyecto, de acuerdo a los planos proporcionados. Para realizar el trabajo se deberá utilizar equipo de topografía debidamente calibrado así como personal calificado.

Trazo preliminar

El contratista establecerá tanto para el trazo preliminar como para el definitivo, un control horizontal y vertical sobre el terreno donde se ubican las tuberías y obras requeridas. Todos estos puntos se referirán a objetos físicos inamovibles y sus referencias se dejarán indicadas en libretas de topografía y en los planos.

El trazo preliminar consistirá en llevar al terreno los datos mostrados en los planos, fijando las zonas previstas para el trabajo y aquellas destinadas para otros usos, de tal manera que puedan ejecutarse las actividades preparatorias tales como limpieza, desbroces, descapote, construcción de terrazas, y otras que faciliten realizar después el trazo definitivo.

En el estado antes descrito, el contratista juntamente con el supervisor, inspeccionará el proyecto para verificar la ubicación de las obras que se construirán y determinar si con dicha ubicación se obtendrá el funcionamiento esperado. Conocido lo anterior se levantará un acta que firmarán supervisor y contratista autorizando el trazo definitivo. O se escribirá en la bitácora existente en el lugar del proyecto.

Trazo definitivo

Para el trazo definitivo, se utilizará la red de control establecida en el trazo preliminar así como las referencias, ángulos y coordenadas que se dan en los planos para establecer la dirección de los colectores de aguas negras, pozos de inspección, y cajas.

La medición y forma de pago será por metro lineal de trazo de tubería.

9.1.3 Excavación para tuberías

Este trabajo es aplicable a todo tipo de material, excepto roca. La profundidad de la excavación deberá ser conforme a las profundidades de desplante establecidas en los planos respectivos.

El material extraído de la zanja deberá ser adecuadamente depositado de manera que se eviten pérdidas de éste; si esto sucediese el material deberá reponerse. Asimismo si las excavaciones son realizadas en época lluviosa, se deberá proteger el material excavado con plástico para evitar la saturación del mismo.

La excavación de las zanjas se llevará a cabo con equipo manual y mecánico apropiado cuando sea posible. Los taludes de las excavaciones deben ser verticales o inclinados hacia el exterior si es necesario para su estabilidad.

La anchura de la zanja es función del diámetro nominal de la tubería, de la naturaleza del terreno, de la profundidad de colocación y del método de blindaje y compactación.

El ancho de la zanja deberá ser igual o mayor a 1.5 veces el diámetro de la tubería pero nunca menor a 0.60 m.

El material excavado debe acopiarse a una distancia igual a su profundidad. Y Colocar la tierra movida a una distancia de por lo menos 0.40 m. Del borde de la zanja para evitar que caiga dentro de ella.

Las dimensiones para el ancho de excavación de acuerdo al diámetro de la tubería a instalar y la profundidad de la misma, son de 1.0 metros para pasajes peatonales y para calles y avenidas.

La profundidad de las zanjas en cada punto serán las indicadas por los perfiles longitudinales en los planos constructivos.

El contratista deberá proteger las excavaciones de posibles derrumbes que pudieran ocasionar daños al personal que labora en el proyecto, así como a la misma excavación. La protección consistirá en tablestacados de madera. La colocación de éste blindaje dependerá de la profundidad de la zanja y del tipo de material a excavar.

Se considera el ademado de las zanjas ubicadas en todas las calles y avenidas, debido a que la mayoría de ellas, posee profundidades mayores o iguales a 1.50 m. Y considerando que el suelo existente en el lugar es del tipo limo-arenoso, y susceptible a derrumbes y deslizamientos.

Las zanjas en los pasajes peatonales no se ademaran, ya que las profundidades de estas, son inferiores a la altura promedio de los trabajadores y consideramos además que el espacio que necesita un trabajador para realizar todas las actividades en las zanjas debe ser aproximadamente igual a su altura.

La medición y forma de pago será por metro cúbico de excavación, tanto manual como mecánicamente.

9.1.4 Compactación en zanja

Se realizará en capas uniformes y sucesivas, de espesor en estado suelto no mayor de 15 cm., compactado con vibrocompactadora mecánica, y no mayor de 10 cm. en compactación con pisonador manual. Se especifica en general que cada capa alcance una densidad no menor del 90% de la máxima determinada en el ensayo Próctor según norma AASHTO - T-180 (ASTM-D 1557).

Solamente los últimos 30 cm. deberán compactarse hasta el 95% de la densidad antes citada.

El contenido óptimo de humedad de los diferentes materiales para alcanzar la densidad requerida, será obtenida en base a pruebas de laboratorio; es sin embargo, responsabilidad del ejecutante determinar si la humedad del material al momento de su compactación es o no la conveniente.

Deberán efectuarse ensayos de densidad aleatoriamente, entregando los resultados a la mayor brevedad posible; en caso de resultados inferiores a los especificados, se llevarán a cabo los trabajos necesarios para llegar al grado de densidad especificado.

Antes de ejecutar la prueba de la tubería se compactará manualmente hasta una altura de 0.30 metros sobre el tubo en la forma ya indicada anteriormente.

Se deberá dejar libres las juntas espiga-campana para observar las posibles fugas, el resto del relleno se ejecutará en forma descrita en el relleno compactado.

La medición y forma de pago será por metro cúbico de compactación. Ya sea que esta se realice de forma manual o mecánica.

9.1.5 Albañilería

El trabajo consiste en el suministro de materiales, mano de obra, herramientas, equipo y servicios necesarios para ejecutar las obras de albañilería que se indiquen en los planos y las especificaciones, como es el caso de los pozos, cajas, demolición y reparación de calles y avenidas.

9.1.5.1 Pozos de visita

Se construyen con ladrillo de barro, tanto el cilindro como el cono, repellido y pulido hasta un metro desde su fundación para la prueba hidrostática. La parte cónica es excéntrica con respecto a su eje. La fundación debe tener un espesor de 0.40 m. Y está hecha de mampostería de piedra con un mortero arena-cemento de relación 1:5. Se colocaran estribos de hierro de 5/8" de diámetro en forma de escalera para habilitar el acceso en caso de cualquier inspección. Las tapaderas pueden ser de hierro fundido para accesos vehiculares y de concreto armado en pasajes peatonales.

Los pozos de visita deben cumplir con las pruebas de infiltración y estanqueidad que efectuara la supervisión del proyecto.

La medición y forma de pago para los pozos de visita, será por unidad.

9.1.5.2 Materiales morteros, concretos y encofrados

Los materiales a usarse en los morteros llenarán los siguientes requisitos:

a) Cemento PORTLAND Tipo "I", según especificaciones ASTM C-150-91

Se usara cemento "Portland" tipo I, de calidad uniforme que llene los requisitos de la norma ASTM C-150. El cemento será entregado en la obra en su empaque original y será almacenado bajo techo sobre plataformas que se encuentren 15 cm. por encima del suelo, asegurando protección contra la humedad. No se aceptará el cemento contenido en bolsas abiertas o rotas. El

contratista deberá usar el cemento que tenga mas tiempo de estar almacenado, antes de usar el almacenado recientemente.

El cemento en sacos no se almacenará en pilas de más de diez sacos y se dispondrán en forma tal que permita el fácil acceso para la correcta inspección e identificación.

b) Arena (agregado fino) conforme ASTM designación C-144-87 y C-40

Los agregados del concreto llenaran los requisitos para agregados de concreto, ASTM C-33. El agregado grueso deberá de ser, de piedra triturada proveniente de roca compacta; no se aceptará grava que presente aspecto laminar. El tamaño máximo de los agregados no será mayor que 1½ veces la dimensión mas angosta entre los lados de los encofrados, ni 3/4 de la separación entre las barras o paquetes de barras de refuerzo.

El agregado fino será arena de granos duros, carente de impurezas, su modulo de finura deberá estar entre 2.3 y 3.0. La granulometría de los agregados gruesos y finos quedará dentro de los límites indicados en la designación ASTM C-33.

La procedencia de los agregados, deberá mantenerse durante toda la construcción. Si fuere necesario cambiarla deberá someterse a la aprobación de la supervisión y realizar un nuevo diseño de mezcla.

c) Agua para mezclado

Debe ser limpia, libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros, materiales orgánicos y otras sustancias contaminantes.

d) Mampostería de elementos de barro cocido

Los ladrillos de barro macizo hechos a mano tendrán las dimensiones 7x14x28 cm., y cumplirán con las especificaciones AASHTO M114-41 para la clase NW, con la siguiente modificación: Carga mínima de ruptura a compresión 50

Kg./cm. determinada de conformidad a ASTM C67-62); 90 Kg./cm. para el mortero.

e) Acero de refuerzo

El acero de refuerzo para el concreto será grado 40, según la norma ASTM A 615; tendrá un refuerzo de fluencia de 2800 Kg./cm², valor que deberá comprobar con pruebas de tensión según la norma ASTM A 615, tomando tres muestras de cada lote de diferentes diámetros, con una longitud de 90 cm.

f) Diseño de mezclas de concreto

El concreto de los elementos estructurales primarios deberá ser premezclado y el suministrante garantizará la resistencia y calidad de concreto. Cuando se fabrica en la obra, las mezclas de concreto deberán ser diseñadas por un laboratorio designado por la Supervisión para tal efecto, que tendrá a su cargo un control de la calidad del concreto colocado, tomando muestras cilíndricas y sometiéndolas a pruebas de compresión.

La resistencia cilíndrica a la compresión requerida por el proyecto es de 210 kg/cm². La resistencia promedio requerida para el diseño de las mezclas se determinará de acuerdo a la sección 5.3 del American Concrete Institute (ACI 318-05). Esta resistencia deberá ser comprobada por medio de especímenes preparados, curados y sometidos a prueba de conformidad con las normas American Society for Testing and Materials (ASTM) C 31, C39, C 172. Por lo menos se harán tres cilindros por cada 12 metros cúbicos o de acuerdo con las necesidades de la obra. De las tres muestras una se someterá a la prueba de compresión a los 7 días y las otras dos se probarán a los 28 días, excepto cuando se usare algún aditivo acelerante, en cuyo caso las edades de prueba serán 3 y 14 días respectivamente.

La aceptación del concreto en cuanto a su resistencia se hará en base a la sección 5.6 del ACI 318-05. En caso de que los resultados no sean

satisfactorios se procederá a pruebas no destructivas. Si persistiese la duda, se procederá a la extracción y prueba de núcleos de concreto endurecido, según la norma ASTM C 42, y los huecos se rellenarán con mortero epóxico.

Podrán utilizarse aditivos químicos para mejorar las propiedades del concreto, siempre y cuando cumplan con la norma ASTM C 494.

Como documento de apoyo en ésta sección se adopta el reglamento ACI 318-05 y los requisitos del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador.

✓ Transporte del concreto

El concreto se trasladará hasta el elemento a colar, por métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales.

✓ Colocación del concreto

El método de colocación del concreto será tal que evite la segregación de los materiales y deberá ser consolidado utilizando vibradores de inmersión. La vibración deberá ser suficientemente intensa como para afectar visiblemente al concreto en radio mínimo de 60 cm, alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado para evitar la segregación de los agregados pétreos.

Se permitirán juntas de colado en los puntos de esfuerzos constantes mínimos, en caso de puntos delicados deberán tenerse las precauciones siguientes:

- Escarificar y limpiar la superficie de concreto existente
- Aplicar resina epóxica para unir concreto nuevo con viejo
- Proveer estribos diagonales adicionales

✓ Curado del concreto

El concreto deberá protegerse de la pérdida de humedad durante un período mínimo de 7 días, cubriéndolo permanentemente con una capa de agua o con

algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante el proceso de fraguado.

g) Mortero

El mortero consistirá en una mezcla de una (1) parte de cemento Portland, tres (3) partes de agregado fino en proporción volumétrica, de consistencia que pueda manejarse fácilmente.

Los morteros tendrán las siguientes proporciones en volumen y según el uso que le dará, en:

MAMPOSTERIA DE PIEDRA	1 cemento : 4 arena
MAMPOSTERIA DE LADRILLO DE BARRO	1 cemento : 3 arena
ENLADRILLADO	1 cemento : 6 arena
REPELLOS	1 cemento : 3 arena
AFINADOS	1 cemento : 1 arena
PULIDOS	Pasta de cemento

Tabla 9.1 Proporciones volumétricas para morteros

h) Repello

Se aplicará en las paredes de los pozos. Las estructuras de concreto serán picadas, limpiadas y mojadas antes de la aplicación del repello. Todas las superficies deberán ser humedecidas antes de recibir el repello y éste tendrá un espesor máximo de 1.5 cm. y será curado durante un período de tres (3) días continuos.

Donde se especifiquen repellos éstos deberán ajustarse como en paredes, empleando una proporción cemento a arena (1:3). Cuando se trate de un muro

de contención deberá dejarse un espacio no menor de 0.50 m entre el corte y la mampostería.

Los repellos al estar terminados deben quedar nítidos, limpios, sin manchas, parejos, a plomo, sin grietas, depresiones e irregularidades y con las esquinas vivas.

No se permitirá el uso de una mezcla que tenga más de 30 minutos de preparada ni el retemplado de las mismas. La arena deberá ser graduada y pasar al tamiz de 1/16".

La medición y forma de pago será por metro cuadrado de pared repellada.

i) Afinado

Para los afinados se utilizará una mezcla de cemento y arena en las siguientes proporciones: una (1) parte de cemento y una (1) de arena graduada, que será cernida en tamiz de 1/64". Los afinados se harán con acabado a liana de metal y para poder efectuar el afinado, la pared debe estar completamente mojada y previamente repellada.

La medición y forma de pago será por metro cuadrado de pared afinada.

j) Pulidos

Para los pulidos se utilizará pasta de cemento de consistencia trabajable y con un espesor máximo de 1.5 milímetros. Para poder efectuar el pulido la pared debe estar completamente mojada y repellada. La pasta no se podrá reemplar, ni se utilizará cuando tenga más de 30 minutos de preparada, su curado durará tres (3) días.

La medición y forma de pago será por metro cuadrado de pared pulida.

k) Encofrados

Se deben revisar planos de taller para encofrados antes de su autorización, preferiblemente con un diseño que garantice la resistencia estructural de los mismos.

Una vez instalados se debe verificar que sus dimensiones coincidan con la sección transversal de los elementos de concreto y que estén limpios interiormente. Conviene recomendar ventanas en el fondo de los moldes para una mejor limpieza previa al colado.

Se deberá verificar la hermeticidad de los moldes antes de autorizar el colado.

En el desencontrado la atención de la supervisión debe centrarse en la observación de daños en el concreto, tales como colmenas y segregación (pérdida de helado). No debe permitirse ningún resane sin la aprobación escrita del supervisor. En caso de daños importantes deben aplicarse los criterios que al respecto establezcan las especificaciones técnicas.

Se utilizará madera de pino o moldes metálicos, con una estructuración adecuada y conforme un diseño basado en el ACI 347, de madera que soporten las cargas laterales del empuje del concreto, así como las gravitacionales ocasionadas por el peso de los materiales y la carga viva actuante durante el colado.

La medición y forma de pago de los encofrados, será por metro lineal.

9.1.6 Suministro e instalación de tuberías

Esta especificación se refiere al suministro e instalación de tuberías de PVC y Polietileno de alta densidad para el proyecto, de acuerdo a diámetros, características y diseño mostrados en los planos.

La tubería y accesorios de PVC, para alcantarillado de 100 PSI, deberán satisfacer las normas ASTM 3034, con anillo elastómero ASTM D 3212.

El tipo de junta a utilizar puede ser del tipo de "junta rápida" o del tipo "cementada", esto será determinado por el contratante al momento de licitar el

proyecto, o si en su defecto es ejecutado directamente por la Alcaldía Municipal, podrá utilizar indistintamente cualquiera de los tipos de tubería.

En el caso de tuberías de polietileno de alta densidad la norma ASTM D 2321 es la práctica de instalación estándar para toda tubería termoplástica para aplicaciones no presurizadas.

La tubería corrugada de polietileno de alta densidad cumple con los estándares ASTM F 405 y ASTM F667 y también con AASHTO M252, AASHTO M294 y AASHTO MP7–95 los estándares de materiales que son aceptados para aplicaciones de flujo de gravedad. La tubería corrugada de polietileno de alta densidad también cumple con las Normas de la Sociedad Canadiense de Estándares, CAN/SA B182.6.

9.1.6.1 Transporte y almacenamiento

Se deberá efectuar el transporte siguiendo las normas y recomendaciones sobre manejo, embalaje y transporte. En cuanto al almacenamiento deberá ser tal que evite deformaciones o deterioro alguno en las tuberías.

9.1.6.2 Instalación de tuberías

Antes de que la tubería sea bajada dentro de la zanja, la pendiente del material de cimentación deberá ser verificada con los niveles. La tubería deberá colocarse respetando la pendiente establecida en los planos constructivos, permitiéndose una desviación máxima de 10 mm. En la escala vertical por cada 6 metros de tubería.

Antes de su instalación, la tubería deberá ser inspeccionada para asegurarse que está en buenas condiciones y que los extremos no estén dañados. La técnica utilizada para recoger y bajar la tubería debe ser seleccionada para asegurar que ésta no resulte dañada. Para el caso de zanjas profundas (mayores de 2 metros), se recomienda bajar la tubería utilizando lazos en sus extremos. En el proceso de cementado de tuberías, deberá colocarse el

pegamento en ambas superficies a unir, pero no sin antes asegurarse que dichas superficies se encuentren libres de polvo, resinas u otras impurezas. La colocación de secciones adicionales, deberá ser demorada hasta que la última junta haya sido instalada. Las secciones en Tee y curvas para los pozos de visita con caída hidráulica, deberán ser protegidas por una caja de paredes de ladrillo de barro rellena de concreto. Tan pronto como las tuberías sean colocadas y la instalación inspeccionada, las zanjas deberán ser rellenas para evitar que cargas externas puedan causar daños en éstas.

La tubería de PVC y la de polietileno deberán instalarse de acuerdo a lo indicado en los planos. El fondo de la zanja deberá conformarse cuidadosamente, de manera que la tubería quede apoyada en toda su longitud y no en las campanas o uniones, la rasante deberá quedar libre de piedras o protuberancias para que no entren en contacto con la tubería y la dañen.

Las tuberías de PVC y polietileno deberán instalarse usando herramientas y equipo adecuado de acuerdo a las instrucciones del fabricante, especialmente en lo que se refiere a la limpieza de los extremos, aplicación de lubricantes y el ensamblaje de las juntas.

La medición y forma de pago para las instalaciones de las tuberías se efectuara por metro lineal.

9.1.6.3 Prueba hidráulica de infiltración y estanqueidad

La Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), comprobará la correcta instalación y estanqueidad de la tubería, juntas, derivaciones y demás accesorios instalados, aplicando al conjunto una presión hidrostática mínima equivalente a la carga que genera el pozo de mayor nivel con una carga de un metro de profundidad de agua, para lo cual deberá estar taponado el inferior y así sucesivamente ir probando los diferentes tramos que componen el proyecto, la cual deberá mantenerse sin variación por un lapso no menor de una hora. Durante la prueba, todas las instalaciones sometidas a ella,

deberán estar visibles, a excepción de los tramos lisos (sin juntas, derivaciones o accesorios) de la tubería, los cuales deberán tener el relleno inicial (los primeros 30 cm) con el objeto de darle firmeza al conjunto.

9.1.7 Mampostería de piedra

Las piedras a utilizar tendrán una resistencia a la rotura no inferior a 150 Kg/cm² y deberán estar libres de grietas, aceites, tierra y otros materiales que reduzcan su resistencia e impidan la adherencia del mortero. El tamaño de las piedras no podrá ser menor de 0.20 m por lado (0.008 m³), serán preferiblemente de forma cúbica, pero en caso contrario su lado mayor no podrá ser superior a 1.5 veces el lado menor. En general las piedras serán de cantera y de una dureza que no de un desgaste mayor al 50% al ser sometido a la prueba de Los Ángeles ASSHTO, designación T-96-65 (ASTM C-131-64-T).

El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento-arena de 1:4. No se permitirá el uso del mortero que haya permanecido más de 30 minutos sin usar después de haber iniciado su preparación.

Las obras de mampostería de piedra se construirán de acuerdo a las dimensiones, elevaciones y pendientes indicadas en los planos.

Las piedras deberán colocarse en tal forma de no provocar planos continuos entre unidades adyacentes. Las juntas tendrán un espesor promedio de 3 cm. En ningún lugar las piedras quedarán en contacto directo. Inmediatamente después de la colocación y mientras el mortero esté fresco, todas las piedras visibles deberán limpiarse de las manchas del mortero y mantenerse limpias hasta que la obra esté terminada. Cualquier trabajo de canteado de las piedras deberá hacerse antes de su colocación en el muro y no se permitirá ningún golpe o martilleo posterior a dicha colocación que pueda aflojar las piedras. La piedra deberá ser bien humedecida antes de recibir el mortero. La mampostería se mantendrá mojada por lo menos 7 días después de terminada.

La medición y forma de pago para la mampostería de piedra será por metro cúbico.

9.2 Planos y detalles del alcantarillado sanitario

Los planos correspondientes al diseño y detalles del sistema de alcantarillado sanitario se encontrarán en el anexo hojas 8 – 25/39.

9.3 Presupuesto del alcantarillado sanitario

El presupuesto del alcantarillado sanitario, se efectuó, considerando que este proyecto, se licitará en forma separada al de la planta de tratamiento de las aguas residuales.

Una vez realizado el diseño hidráulico de la red de alcantarillado sanitario, es necesario realizar la estimación de las cantidades de obra, así como los costos unitarios y por partida que implica la ejecución de dicha obra.

El proceso de cálculo del presupuesto es relativamente sencillo, pero debido al elevado número de tramos y pozos de visita proyectados en la zona sur – oriente del casco urbano del municipio de Quezaltepeque, el proceso adquiere complejidad. Por tal razón, para realizar dichos cálculos nos hemos apoyado en hojas electrónicas que faciliten los procesos matemáticos necesarios para el análisis del presupuesto.

9.3.1 Consideraciones generales

Para la ejecución del presupuesto se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- El proyecto será licitado por la Alcaldía del municipio de Quezaltepeque o alguna institución del gobierno como el Fondo de Inversión Social para el Desarrollo Local (FISDL).

- El proyecto de construcción del sistema de alcantarillado sanitario se presenta para ser licitado en un lote aparte al proyecto de la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Debido a lo anterior se han incluido costos directos, así como también los costos indirectos que contempla el proyecto, además se considera el impuesto al valor agregado (IVA) del valor de las obras, que en la actualidad es del 13%.
- Los costos indirectos se calculan considerando un porcentaje igual al 30% de los costos directos de cada una de las partidas del proyecto.
- Se considera un ancho de zanja igual a 1.0 metros para todas las calles, avenidas y también para todos los pasajes peatonales.
- Se ha realizado la inspección de todas las calles y avenidas, así como también de los pasajes peatonales del lugar, para efectos de corroborar las condiciones de éstas en lo referente al tipo de revestimiento que tienen, identificando dos tipos: 298.71 metros de calles con superficie de concreto, el resto de las calles, avenidas y sobre todo pasajes peatonales poseen revestimiento de tierra. Lo anterior para efectos de cálculos de cantidades de cemento a demoler y consecuentemente a reparar, para el cálculo del presupuesto total del proyecto. Es importante señalar que esta condición puede sufrir variaciones significativas con el paso del tiempo, por lo que al momento de ejecutar el proyecto, se debe realizar una nueva inspección para verificar las condiciones reales de campo en ese momento.
- Todos los pozos serán construidos con ladrillos de barro cocido, repellados y pulidos, garantizando que no tendrán filtraciones de agua. La tapadera de los pozos será de hierro fundido con anillo de metal.

- Para los pozos de visita, se ha considerado, que la fundación de mampostería de piedra, el cono de ladrillo y las tapaderas con su respectivo anillo, poseen las mismas dimensiones y por tanto los costos de estos elementos se mantienen iguales en todos los pozos. Por tal razón estos costos se analizan por unidad. Las únicas dimensiones que varían en diferentes pozos son las del cilindro ubicado entre la fundación de mampostería de piedra y el cono construido con de ladrillo de obra; para facilitar el costo de esta partida obtenemos un promedio de la altura de cilindro de todos los pozos de visita. La altura promedio del cilindro para todos los pozos de visita es de 1.05 metros lineales, y la cantidad total de pozos de visita es de 135.
- Los costos de la supervisión por parte del contratante están considerados en los costos indirectos de éste presupuesto.
- Están considerados los costos de una cuadrilla topográfica con su respectivo equipo, durante el plazo de los 10 meses calendario que se proyecta que durara la ejecución de esta obra.
- El presupuesto que se presenta, es de una forma general, ya que su objetivo es el de indicar cual sería aproximadamente el costo de ejecución de la totalidad del proyecto, bajo las condiciones establecidas actualmente. Para un presupuesto más específico, será necesario contar con un estudio de suelos para verificar las condiciones de campo en los sectores más representativos del lugar y evaluar las medidas a considerar, basado en las condiciones encontradas al momento de ejecutar el proyecto.
- Se ha analizado un crecimiento de la población desde un punto de vista general. La apertura de nuevas calles y el cambio de revestimiento de las

calles, avenidas y pasajes peatonales, requerirá hacer los ajustes correspondientes al presupuesto.

- La tubería a instalarse para los diámetros de 6" a 8" será de PVC de 100 PSI ya sea de junta rápida o del tipo cementada, a la cual deberá realizarse la debida prueba de hermeticidad, con una carga hidrostática de por lo menos un metro con respecto al pozo de mayor y para los diámetros de 12", 15" y 18" se utilizará tubería de polietileno de alta densidad debiéndose cumplir con la norma ASTM D 2321 la cual menciona la práctica de instalación estándar para toda tubería termoplástica con aplicaciones no presurizadas.
- El presupuesto que presentamos se calculo considerando los costos por partida, en base a la cantidad total de obra.

9.3.2 Datos obtenidos de los planos

- El volumen de excavación manual que se realizará en todos los pasajes peatonales, y en todas las calles y avenidas hasta una profundidad promedio de 5.50 metros asciende a una cantidad de 52,934.39 metros cúbicos.
- Para el volumen de compactación con suelo selecto, se ha considerado el compactar manualmente los primeros 30 centímetros sobre la rasante de la tubería. La sumatoria de todos los volúmenes de compactación con suelo selecto de cada tramo asciende a un monto total de 5,553.65 metros cúbicos.
- El volumen de compactación con material existente, será igual al volumen de excavación total menos el volumen de compactación con suelo selecto, y el volumen de los pozos de visita. Este volumen asciende a una cantidad de 81,717.99 metros cúbicos.

- Se ha considerado un valor por metro cuadrado de los tramos de servidumbre a comprar. La cantidad de metros cuadrados de servidumbre asciende a un monto total de 31,470.68 el precio de este rubro podría sufrir variaciones considerables ante la disponibilidad o indisposición de los propietarios a colaborar pero para efectos de este trabajo de graduación se consideró un valor de 4 dólares por metro lineal.
- Se colocaran tuberías de 6" de diámetro en una longitud de 356.77 metros lineales, tuberías de 8" de diámetro en una longitud de 5,784.83 metros lineales, tuberías de 12" de diámetro en una longitud de 463.94 metros lineales, tuberías de 15" de diámetro en una longitud de 345.28 metros lineales, tuberías de 18" de diámetro en una longitud de 3,131.92 metros lineales.

9.3.3 Resumen de costos

En la página siguiente se presentan los cálculos respectivos por cada una de las partidas que cuenta el proyecto y para obtener el monto total del proyecto sumamos todos los costos por partida.

ALCANTARILLADO SANITARIO

DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
Limpieza y chapeo	m ²	3,173.51	0.60	1,904.11
Trazo y nivelación en tuberías	ml	15,867.57	1.97	31,258.54
Excavación hasta profundidad promedio de 5,50 m	m ³	52,934.39	20.96	1,109,684.69
Relleno compactado con suelo selecto	m ³	5,553.65	19.18	106,506.41
Relleno compactado con suelo existente	m ³	81,717.99	5.43	443,602.57
Compra de servidumbres	S.G.	5,289.19	4.00	21,156.76
Ademado de zanjas	m ²	53,000.00	6.00	318,000.00
Suministro e instalación de tubería 6" PVC AN	ml	356.77	6.62	2,360.97
Suministro e instalación de tubería 8" PVC AN	ml	5,784.83	29.14	168,569.95
Suministro e instalación de tubería 12" PAD AN	ml	463.94	36.78	17,063.71
Suministro e instalación de tubería 15" PAD AN	ml	345.28	45.00	15,537.60
Suministro e instalación de tubería 18" PAD AN	ml	3,131.92	67.80	212,344.18
Demolición de concreto	ml	298.71	1.00	298.71
Reparación de concreto	ml	298.71	12.00	3,584.52
Cono de pozos de visita incluye tapadera HoFo	unidad	135.00	404.60	54,621.00
Cilindro de pozo de visita hasta 3,0 m	unidad	135.00	375.00	50,625.00
Caja sostén del pozo	unidad	80.00	580.00	46,400.00
			TOTAL COSTO DIRECTO \$:	2,603,518.72
			COSTO INDIRECTO 35% \$:	911,231.55
			IVA + PAGO A CUENTA \$:	509,638.79
			MONTO TOTAL DE LA OFERTA \$:	4,024,389.05

CAPITULO X

ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

10.1 Especificaciones técnicas

10.1.1. Obras Preliminares

Se incluye en esta partida todas las operaciones necesarias para iniciar el proceso constructivo; esto incluye: limpieza del terreno, trazo y nivelación, construcción de bodega, oficina, desvestideros, comedores, construcción de cerca protectora, instalaciones hidráulicas y sanitarias e instalaciones eléctricas provisionales.

Se deberá proveer en todos los sitios de trabajo los servicios básicos que requieren tanto el personal como los procesos constructivos involucrados. Debido a que las zonas donde se ejecutarán los trabajos no cuentan con instalaciones públicas para el suministro de agua potable, se proveerán todos los equipos, accesorios y mano de obra necesarias para abastecerse de agua potable para el consumo de su personal, asimismo los depósitos para el almacenamiento y distribución, así como el agua misma, deberán ser higiénicos y sanitariamente seguros.

Para el manejo y disposición de las aguas negras, se contratará, el servicio de sanitarios portátiles (un sanitario por cada 20 personas), lo cual tendrá que incluir la evacuación periódica y disposición final y adecuada de los desechos fuera de los lugares de trabajo. La forma de evacuación y disposición final de las aguas residuales, será realizada por medio de camiones recolectores de la empresa contratista o subcontratista que preste los servicios de arrendamiento y deberá contar con todos los permisos exigidos por la legislación vigente para la República de El Salvador.

Si en la zona donde se desarrollarán los trabajos no se cuenta con un servicio público de energía eléctrica, el Contratista será el responsable de suministrar todo el material, equipo y mano de obra para conectarse a las instalaciones existentes, y en las áreas que no se pudiese conectar deberá de proveerse de

equipos de generación portátil para garantizar el suministro de este servicio para el desarrollo de los trabajos encomendados.

El material, equipo y servicios en general, serán de buena calidad y deberá estar en buen estado de funcionamiento.

Trazo y nivelación

El trazo se realizará con niveletas de madera que replanteen los ejes principales y un plano horizontal de referencia.

El contratista desarrollará estos trabajos con procedimientos que garanticen la seguridad de las personas, evitando daños en las colindancias y sin menoscabo del medio ambiente.

Medición y forma de pago

Las instalaciones provisionales se pagarán por suma global una vez estén terminadas y recibidas a satisfacción por la supervisión de la obra.

10.1.2. Movimiento de tierra

El alcance del trabajo incluye descapote, destroncado, corte de terrazas, rellenos, excavación, compactación con tierra o suelo cemento, desalojos, acarreo, conformación de taludes, terraplenes y cualquier otra obra de movimiento de tierra indicada en los planos constructivos.

Limpieza, chapeo y destronque

Se eliminará y removerá del sitio de la construcción, todos los árboles marcados para tal efecto, así como los materiales, raíces, troncos, arbustos, cercas, basura y cualquier otro material objetable dentro de los límites de la construcción de la vía y de las estructuras.

No se removerá ningún árbol, aunque se haya incluido en la lista

correspondiente, mientras no sea específicamente marcado por el Ingeniero.

La limpieza y chapeo deberá hacerse con cuadrillas de personal, utilizando herramientas manuales y no se permitirá el uso de maquinaria pesada, salvo para la operación de destronado, la cual se hará posteriormente al chapeo manual o cuando lo autorice el Ingeniero.

Todos los materiales, los troncos enterrados, las raíces, los matorrales, los troncos de desecho, las ramas y copas de los árboles o cualquier otro desperdicio resultante de las operaciones de limpieza y chapeo, se dispondrán según lo determine el Ingeniero, de manera que no se perjudique o ponga en peligro la propiedad pública o privada.

En cualquier caso, será obligación del Contratista el hallar un lugar apropiado y el autorizado por el propietario del mismo y aprobado por el Ingeniero, para depositar el material sobrante, a menos que el Ingeniero indique otro lugar específicamente.

En los caminos existentes, sobre los cuales se apoye el proyecto, no se llevarán a cabo las operaciones de limpieza y chapeo, a menos que sea ordenado por el Ingeniero.

Calidad de los materiales

El material para rellenos y compactación deberá estar libre de contaminación, y deberá ser evaluado por un laboratorio de control de calidad de suelos.

Requerimientos constructivos

Excavación

Consistirá en el corte de suelos de acuerdo a los niveles indicados en el plano o el estudio de suelos. Los suelos adecuados o material selecto,

deberán reservarse para su uso en los rellenos, acopiándolos en sitios protegidos de la lluvia y contaminación orgánica o arcillosa. Los materiales inadecuados deberán desalojarse de la obra.

Compactación

El material para compactar será evaluado por un laboratorio, que deberá realizar una prueba PROCTOR y establecer la densidad máxima y humedad óptima para los procesos de compactación. No deberá utilizarse, material orgánico o arcilloso. Los espesores a compactar serán de 15 cm, para utilizar una vibrocompactadora, en caso de utilizar rodillos vibratorios el espesor adecuado por capas será aprobado por el supervisor. Se deberá establecer un control de laboratorio que realice pruebas de densidad de campo (AASHTO T-99, T-180 según el caso), las cuales deben dar como resultado mínimo el 90% de la densidad máxima.

No se permitirá compactación manual, salvo en el caso de rellenos no estructurales.

Suelo cemento

Se define al suelo-cemento como un material elaborado a partir de una mezcla de suelos finos y/o granulares, cemento y agua, la cual se compacta y se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas. El contenido de cemento en peso suele ser del orden del 3 al 7% en peso de materiales secos y a largo plazo, su resistencia a compresión suele ser superior a 4 MPa. El contenido de agua se elige para obtener mezclas de consistencia seca que permitan su compactación con rodillo. La mezcla se tenderá en capas no mayores de 15 cm, y se compactará hasta obtener el 90% de la densidad establecida según la norma AASHTO T-134 "Método Estándar de Prueba para las Relaciones de Densidad de Humedad de Mezclas de Suelo Cemento.

Medición y forma de pago

Los procesos de destroncado se pagarán por suma global; el proceso de conformación de taludes, y conformación de terraplenes se medirán y pagarán por metro cuadrado.

Los trabajos de descapote, corte en terrazas, rellenos, excavación, compactación con tierra o suelo cemento, desalojos y acarreo se pagará por metro cúbico medido de acuerdo a volúmenes realmente ejecutados.

La compactación se medirá con el volumen compactado, los desalojos y acarreo por volúmenes sueltos.

10.1.3. Estructuras de concreto armado

Esta sección incluye todos los elementos de concreto reforzado, tales como columnas, vigas y losas.

Se establecen en esta sección los criterios mínimos de fabricación, colocación, curado y reparaciones del concreto, así como la instalación de moldes de refuerzo.

Calidad de los materiales

Diseño de mezclas de concreto

El concreto de los elementos estructurales primarios deberá ser premezclado y el suministrante garantizará la resistencia y calidad de concreto. Cuando se fabrica en la obra, las mezclas de concreto deberán ser diseñadas por un laboratorio designado por la Supervisión para tal efecto, que tendrá a su cargo un control de la calidad del concreto colocado, tomando muestras cilíndricas y sometiénolas a pruebas de compresión.

La resistencia cilíndrica a la compresión requerida por el proyecto es de 210 kg/cm². La resistencia promedio requerida para el diseño de las mezclas se determinará de acuerdo a la sección 5.3 del American Concrete Institute (ACI 318-05). Esta resistencia deberá ser comprobada por medio de especímenes preparados, curados y sometidos a prueba de conformidad con las normas American Society for Testing and Materials (ASTM) C 31, C39, C 172. Por lo menos se harán tres cilindros por cada 12 metros cúbicos o de acuerdo con las necesidades de la obra. De las tres muestras una se someterá a la prueba de compresión a los 7 días y las otras dos se probarán a los 28 días, excepto cuando se usare algún aditivo acelerante, en cuyo caso las edades de prueba serán 3 y 14 días respectivamente.

La aceptación del concreto en cuanto a su resistencia se hará en base a la sección 5.6 del ACI 318-05. En caso de que los resultados no sean satisfactorios se procederá a pruebas no destructivas. Si persistiese la duda, se procederá a la extracción y prueba de núcleos de concreto endurecido, según la norma ASTM C 42, y los huecos se rellenarán con mortero epóxico.

Como documento de apoyo en ésta sección se adopta el reglamento ACI 318-05 y los requisitos del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador.

Cemento

Todo el cemento deberá ser Portland tipo I, de conformidad con la norma ASTM C 150 y deberá almacenarse de manera que la humedad y la edad no bajen su calidad, para lo cual deberán tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Colocar las bolsas de cemento sobre una plataforma de manera que se levante 0.15 m del suelo.

- Ordenar las estibaciones en no mas de 10 bolsas y asegurar que la rotación de inventarios siga el método de primera entrada – primera salida (PEPS).
- Colocar plástico sobre la última y bajo la primera fila de bolsas de cemento.

Agregados

Los agregados pétreos deberán cumplir con la norma ASTM C 33. El agregado grueso deberá ser piedra triturada de buena calidad, no deberá presentar poros ni aspecto laminar. El tamaño máximo deberá ser de 1 ½” en cimentaciones, 1” y ¾” en losas y llenos de huecos y paredes.

Los agregados finos deberán ser arenas limpias de grano duro, libre de pómez, polvo, grasas, sales, álcalis, orgánicos y otras impurezas perjudiciales para el concreto. Deberán protegerse contra la lluvia, viento y contaminación con otros materiales.

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo para el concreto será grado 40, según la norma ASTM A 615; tendrá un refuerzo a la fluencia de 2800 kg/cm², valor que deberá comprobar con pruebas de tensión según la norma ASTM A 615, tomando tres muestras de cada lote de diferentes diámetros.

Requerimientos constructivos

Fabricación del concreto

Todo el concreto de los sedimentadores será colocado con un revenimiento de 12.5 a 15 cm. en un tiempo no mayor de 60 minutos después de la salida de la planta.

El propósito del ensayo de revenimiento (asentamiento) del concreto es determinar la consistencia del concreto fresco o de morteros cementicios y verificar la uniformidad de la mezcla de bachada a bachada. Este ensayo está basado en el método ASTM C-143 “Método de ensayo estándar para el Concreto de cemento portland.”

Tome dos o más muestras representativas, a intervalos espaciados de manera regular, de la mitad de la descarga de la mezcladora; no tome muestras del comienzo o el final de la descarga. Obtenga muestras dentro de los primeros 15 minutos. Los ensayos de revenimiento deben hacerse dentro de los 5 minutos después del muestreo. Combine las muestras en una carretilla o en un recipiente adecuado y vuelva a mezclar antes de llevar a cabo el ensayo.

Transporte del concreto

El concreto se trasladará hasta el elemento a colar, por métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales.

Colocación del concreto

El método de colocación del concreto será tal que evite la segregación de los materiales y deberá ser consolidado utilizando vibradores de inmersión. La vibración deberá ser suficientemente intensa como para afectar visiblemente al concreto en radio mínimo de 60 cm, alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado para evitar la segregación de los agregados pétreos.

Se permitirán juntas de colado en los puntos de esfuerzos constantes mínimos, en caso de puntos delicados deberán tenerse las precauciones siguientes:

- Escarificar y limpiar la superficie de concreto existente

- Aplicar resina epóxica para unir concreto nuevo con viejo
- Proveer estribos diagonales adicionales.

Curado del concreto

El concreto deberá protegerse de la pérdida de humedad durante un período mínimo de 7 días, cubriéndolo permanentemente con una capa de agua o con algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante el proceso de fraguado.

Reparación de defectos de colado

Todos los defectos superficiales que resulten en el concreto al retirar los moldes deberán ser corregidos. Las colmenas cuya profundidad no exceda de 1/5 de la sección de concreto, así como las rajaduras y delaminaciones superficiales, deberán picarse hasta encontrar concreto compacto, después serán lavadas y resanadas con un mortero epóxico. En caso de agrietamiento se podrá realizar una inyección con resina epóxica de baja viscosidad.

Si la colmena excede 1/5 de la sección transversal se procederá a la demolición total o parcial del elemento colado. En caso que sea parcial, la zona demolida será restaurada con un concreto de igual resistencia, pero se aplicará una resina epóxica para unir concreto nuevo con viejo y un estabilizador volumétrico de buena calidad.

Colocación del refuerzo

En este aspecto regirán las notas estructurales establecidas en los planos y los criterios del Reglamento ACI 318-05.

El contratista presentará planos de taller con la ubicación de empalmes, posición y tamaño de los anclajes y cualquier otra información pertinente a la

armaduría. No podrá proceder con estos trabajos hasta que la supervisión los revise y autorice.

Encofrados

Se deben revisar planos de taller para encofrados antes de su autorización, preferiblemente con un diseño que garantice la resistencia estructural de los mismos.

Una vez instalados se debe verificar que sus dimensiones coincidan con la sección transversal de los elementos de concreto y que estén limpios interiormente. Conviene recomendar ventanas en el fondo de los moldes para una mejor limpieza previa al colado.

Se deberá verificar la hermeticidad de los moldes antes de autorizar el colado.

En el desencontrado la atención de la supervisión debe centrarse en la observación de daños en el concreto, tales como colmenas y segregación (pérdida de helado). No debe permitirse ningún resane sin la aprobación escrita del supervisor. En caso de daños importantes deben aplicarse los criterios que al respecto establezcan las especificaciones técnicas.

Se utilizará madera de pino o moldes metálicos, con una estructuración adecuada y conforme un diseño basado en el ACI 347, de madera que soporten las cargas laterales del empuje del concreto, así como las gravitacionales ocasionadas por el peso de los materiales y la carga viva actuante durante el colado.

La remoción de los moldes no se podrá efectuar antes del siguiente período:

Sedimentadores	3 días
Pedestales	2 días

Medición y forma de pago

Todas las estructuras de concreto armado se medirán en m³ y se pagarán en proporción a los volúmenes de concreto endurecidos.

10.1.4. Estructuras Metálicas

El alcance del trabajo incluye la construcción de los elementos estructurales metálicos, con la combinación de perfiles metálicos y varillas de acero indicados en los planos, para formar elementos de alma abierta o llena. Se incluyen los detalles de conexión.

Calidad de los materiales

Todos los perfiles metálicos indicados en estos planos deberán cumplir con los requisitos de calidad de la designación ASTM A-36.

Requerimientos constructivos

Para la fabricación y montaje de la estructura metálica se deberá desarrollar planos de taller y en la ejecución deberá garantizarse la estabilidad de la estructura por medio de puntales y arriostramientos laterales.

Las soldaduras se realizarán con el proceso de arco eléctrico con electrodo protegido del tipo E-7018.

Medición y forma de pago

Los elementos estructurales se medirán por metro lineal construido, y se pagará en proporción a la cantidad de elementos colocados en su ubicación final, con sus conexiones revisadas y aprobadas por el supervisor.

10.1.5. Estructuras de mampostería de bloques de concreto

Se incluyen todas las paredes de mampostería de bloque de concreto indicadas en los planos.

El contratista debe incluir todos los movimientos de materiales y personas para la correcta instalación de las piezas, en el alineamiento establecido en planos y con la verticalidad necesaria. Deberá incluir andamios, reglas y cualquier otro material o equipo necesario.

Calidad de los materiales

Bloques de Concreto

Los bloques de concreto serán fabricados con una mezcla de cemento Portland y agregado de arena de piedra de escoria, moldeado por vibración y curados a vapor. Deberán tener una resistencia mínimo a la compresión sobre área bruta de 70 kg/cm^2 y cumplir con la norma ASTM C 90.

Mortero

El mortero para pegamento de bloques deberá ser del tipo normal y cumplirá con la norma ASTM C 270 y será verificado por el por el laboratorio de control de calidad de materiales.

Grout

El concreto para los llenos de los huecos deberá cumplir con la norma ASTM C 476 y deberá tener una consistencia fluida, con un revenimiento mínimo de 15 cm, y un tamaño máximo de agregados de 3/4".

Acero de refuerzo

Se atenderán las indicaciones de la sección de 10.1.3 de las especificaciones técnicas y no se permitirá doblar las varillas de acero para colocar los bloques de concreto. La cantidad de agua en la mezcla será la mínima para obtener la trabajabilidad adecuada. No se permitirá el reemplado de la mezcla ni el uso de mortero que haya permanecido 30 minutos o más sin usar después de mezclado.

Los bloques serán colocados sobre un tendido completo de mortero con todas las juntas llenas y no serán humedecidos antes de su colocación.

Medición y forma de pago

El trabajo realizado se medirá en m^2 y se pagará por la cantidad de paredes construidas, una vez verificado su alineamiento y verticalidad.

10.1.6. Acabados en paredes

Los tipos de acabados en paredes se indican en los cuadros que para tal efecto presentan en los planos arquitectónicos y consisten en repellos, afinados, pintura.

Calidad de los materiales

Las mezclas de mortero para los repellos, afinados y pegamento de piezas deberán cumplir con lo establecido en la sección 10.1.3 de las especificaciones técnicas. Los repellos se harán con mortero de cemento Portland tipo I y arena de río de granos menores de $1/16''$, en una proporción volumétrica 1:4. Los afinados se harán con llana metálica aplicando un mortero de cemento Portland tipo I y arena con granos menores de $1/64''$, en proporción volumétrica 1:2.

Requerimientos constructivos

Repellos y afinados

Antes de repellar se limpiarán y mojarán las paredes, en el caso de estructuras de concreto, deberá escarificarse la superficie. El máximo espesor de repellos será de 1.5 cm, y de afinado 2 mm.

Deberán formarse fajas verticales de mezcla de 0.15 m de ancho a cada 2 metros, que sirvan de referencia para la superficie a repellar. Después de 24

horas se deberá azotar la mezcla de mortero en capas hasta lograr el espesor requerido y se eliminarán los excesos por medio del codal apoyado en las fajas de referencia.

El repello deberá curarse por lo menos durante tres días, después de los cuales podrá procederse al afinado con llana metálica, hasta lograr una superficie tersa y uniforme. El afinado deberá curarse por lo menos durante 5 días.

Cualquier desperfecto o falta de adherencia de los repellos obligará al supervisor a ordenar su reparación, por lo cual se demolerá la zona afectada y se repetirá el proceso.

10.1.7. Instalaciones para agua potable

Se incluyen todas las instalaciones para la red de agua potable, tanto las tuberías como sus accesorios, válvulas, cajas y cualquier otro elemento indicado en los planos de instalaciones hidráulicas.

Calidad de los materiales

Se utilizará tubería y accesorios de Cloruro de Polivinilo (PVC) fabricado bajo norma, para una presión mínima de 250 PSI.

Requerimientos constructivos

Antes de iniciar éstos trabajos el contratista presentará a la supervisión los isométricos de la red, en la que se indicarán las posibles interferencias con elementos constructivos.

Deberán instalarse válvulas de control en la entrada a los distintos artefactos sanitarios.

Medición y forma de pago

La red de agua potable se medirá en metros de tubería instalada, incluyendo sus accesorios. Las válvulas se medirán por unidad. El pago se realizará en base a la cantidad de metros lineales de tubería debidamente instalada y probada por la supervisión.

10.1.8. Instalaciones para drenaje

Se incluyen todas las instalaciones de aguas negras y aguas lluvias, tanto las tuberías como sus accesorios, cajas, pozos y cualquier otro elemento indicado en los planos de instalaciones de drenajes.

Calidad de los materiales

Para las aguas negras y aguas lluvias, podrán usarse tuberías de (PVC) fabricadas bajo norma para rigidez. Los planos constructivos indicarán el tipo de tubería, diámetro y pendiente.

Requerimientos constructivos

En el caso de tuberías enterradas, la excavación deberá tener un ancho mínimo de 45 cm, en tuberías de diámetros menores a 6", y en diámetros mayores según la siguiente tabla.

Diámetro de la tubería	Ancho de la excavación
6"	75 cm.
8"	80 cm.
10"	85 cm.
12"	90 cm.
15"	100 cm.

Tabla 10.1 Ancho de excavación para tuberías

El relleno sobre tuberías deberá realizarse con material limo arenoso, depositado en capas de 15 cm, y compactado hasta tener un 80% de la densidad máxima.

La construcción de cajas se hará de acuerdo a detalles típicos establecidos en las Normas Técnicas de ANDA.

10.1.9. Instalaciones de bombeo

Con el fin de homogeneizar los equipos y que ello redunde en el abaratamiento y flexibilidad del mantenimiento de las estaciones de bombeo será el fabricante el que definirá las características técnicas y prestaciones de los equipos instalados.

Bombas

Los equipos de bombeo deben tener capacidad para evacuar el caudal máximo horario además de disponer de equipos en reserva que garanticen, ante una eventual avería de algunas de las bombas, la evacuación de todas las aguas residuales. De esta manera se dispondrá de una capacidad de bombeo de al menos tres veces el caudal medio horario de aguas residuales de llegada, sin contar las bombas en reserva de emergencia. Cuando se adopte más de una bomba se instalarán bombas idénticas, tanto para los equipos en funcionamiento como los de reserva.

Tuberías, válvulas y accesorios

En el interior de la caseta de bombeo se empleará tubería de acero al carbono. Las tuberías serán SCH 40 según ASTM-A312 y los accesorios PN16. La tubería de impulsión fuera de la sala de bombas será de fundición dúctil. Cada bomba contará con su válvula de compuerta bridada de cierre elástico y su válvula de retención de cierre lento anti ariete. La disposición de las tuberías válvulas y accesorios no debe obstaculizar ni el paso del personal para el acceso a

cualquier equipo, ni la salida de estos por las puertas de acceso.

Instalación eléctrica

Las bombas con una potencia inferior a 20 Kw irán provistas de arrancadores en rampa. Para las potencias iguales o superiores a 20 Kw se instalarán variadores de frecuencia.

El cuadro de mando y protección de las bombas contará con: amperímetro, voltímetro, cuenta horas para cada bomba, leds de estados de las bombas, señales digitales de salida de los estados de las bombas.

Los cuadros eléctricos irán ubicados en una sala independiente y debidamente ventilada. Todas las estancias de la estación de bombeo contarán con una toma monofásica y una trifásica de corriente.

10.2. Planos y detalles de la planta de tratamiento

Los planos correspondientes al diseño y detalles la planta de tratamiento de aguas residuales se encuentra en los anexo hojas 27-39/39.

10.3. Presupuesto de la planta de tratamiento

10.3.1. Consideraciones generales

- El presupuesto presentado a continuación toma como base el siguiente formato:
 - 1° columna: código
 - 2° columna: descripción de la partida
 - 3° columna: unidad
 - 4° columna: volumen de obra

- 5° columna: costo directo
- 6° columna: costo directo unitario
- Las cantidades de obras de las partidas se obtendrán de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en los anexos.
- Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda de un software de dibujo asistido por computadora (CAD por sus siglas en inglés).
- Los costos directos se obtuvieron de la lista de precios del FISDL para el año 2008.
- El costo de la partida se obtendrá de multiplicar el volumen de obra por el costo directo unitario.
- El costo indirecto será el 35% del costo directo ($CI = 0.35 * CD$).
- El IVA más el pago a cuenta es el $13\% + 1.5\% = 14.5\%$ de la suma del costo directo más el costo indirecto de la actividad correspondiente ($IVA + \text{pago a cuenta} = 0.145(CD + CI)$).
- El monto total de la oferta será la suma del costo directo más el costo indirecto más el IVA + pago a cuenta ($\text{monto total de la oferta} = CD + CI + (IVA + \text{pago a cuenta})$).

10.3.2. Resumen de costos

PRIMER MODULO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO**Plan De Oferta**

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Total Costo Unitario (US \$)	Costo de Partida (US \$)
1	Canal de Entrada, Rejillas y Desarenador	Unidad	1.00	7,555.06	7,555.06
2	Sedimentador Primario	Unidad	3.00	19,744.30	59,232.89
3	Sedimentador Secundario	Unidad	3.00	26,969.38	80,908.15
4	Filtro Percolador (Primero)	Unidad	1.00	154,306.67	154,306.67
5	Filtro Percolador (Segundo)	Unidad	1.00	118,077.60	118,077.60
6	Digestor de Lodos	Unidad	3.00	23,872.85	71,618.54
7	Patio de Secado de Lodos	Unidad	4.00	100,106.53	400,426.13
TOTAL COSTO DIRECTO \$:					892,125.04
COSTO INDIRECTO 35% \$:					312,243.76
IVA + PAGO A CUENTA \$:					174,633.48
MONTO TOTAL DE LA OFERTA \$:					1,379,002.28

1. Canal De Entrada, Rejillas y Desarenador

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	59.59	0.20	11.92
2	Excavaciones en suelo semiduro, de 1.50 hasta 3.00 m.	m ³	80.45	14.53	1,168.94
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	14.69	2.29	33.64
4	Relleno compactado material suelo existente.	m ³	59.59	8.11	483.27
5	Relleno compactado suelo cemento 20:1 o al 5% material suelo selecto.	m ³	11.90	37.11	441.61
6	Losa de fundación espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	18.00	38.16	686.88
7	Paredes de ladrillo barro lazo.	m ²	32.69	12.50	408.63
8	Paredes de ladrillo barro canto.	m ²	22.87	12.20	279.01
9	Nervio tipo N-1; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	9.70	19.64	190.51
10	Nervio tipo N-2; 0.15 X 0.19 X 0.16 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	7.60	15.00	114.00
11	Nervio tipo N-3; 0.30 X 0.10 X 0.22 m, 6 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	3.40	29.00	98.60
12	Nervio tipo N-4; 0.10 X 0.15 X 0.10 X 0.13 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	3.40	15.00	51.00
13	Nervio tipo N-5; 0.10 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	6.30	8.00	50.40
14	Nervio tipo N-6; 0.31 X 0.15 X 0.29 X 0.15 m, 6 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² , Angulo de 169°.	metro	3.40	29.00	98.60
15	Nervio tipo N-7; 0.31 X 0.15 X 0.29 X 0.15 m, 6 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² , Angulo de 171°.	metro	4.20	29.00	121.80
16	Solera de corona SC-2. 0.10 X 0.15 m, 2 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m; f'c 210 kg/cm ² ; concreto 1:2:2.	metro	61.40	7.60	466.64

17	Repello y afinado vertical.	m ²	111.14	5.02	557.92
18	Repello y afinado en fondo de losa.	m ²	53.33	5.00	266.65
19	Hechura e instalación de rejilla metálica según detalle.	unidad	1.00	252.74	252.74
20	Hechura e instalación de compuerta metálica según detalle.	unidad	6.00	287.05	1,722.30
21	Loseta perforada 0.6 X 1.10 X 0.10 m, concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : e = 15 cm; refuerzo longitudinal y transversal varillas No 4@ 15 cm, distancia de los orificios @ 0.40 m.	unidad	1.00	50.00	50.00
		COSTO DIRECTO UNITARIO \$:			7,555.06

2. Sedimentador Primario

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
Sedimentador y Canal Recolector					
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	149.96	0.20	29.99
2	Excavaciones en suelo semiduro, de 1.50 hasta 3.00 m.	m ³	186.52	14.53	2,710.14
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	218.52	2.20	480.74
4	Relleno compactado material suelo existente	m ³	50.00	8.11	405.50
5	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	32.00	37.11	1,187.52
6	Losa de fundación espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	84.45	21.39	1,806.39
7	Paredes de ladrillo barro lazo	m ²	59.05	12.50	944.21
8	Nervio tipo N-1; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/cm ² .	metro	31.20	12.08	376.90
9	Repello y afinado vertical.	m ²	118.10	5.02	592.86
10	Repello y afinado en fondo de losa.	m ²	94.47	5.00	472.35
11	Solera de corona SC-2. 0.10 X 0.15 m, 2 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m; f'c 210 kg/cm ² ; concreto 1:2:2.	metro	65.91	7.60	500.92
12	Losa superior espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.15 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	4.01	83.99	336.80
13	Accesorios PVC.	S.G.	1.00	2,500.00	2,500.00
Pantalla Deflectora					
14	Zapatas Z-1 0.85x 0.85 cm: Refuerzo Transversal y Longitudinal. Varillas No 5 @ 0.15 m. Peralte 30 cm. Incluye pedestal de 0.40 X 0.40 m. Incluye excavación y estabilización suelo cemento 20:1 0.30 m espesor.	unidad	4.00	205.43	821.72
15	Columnas C-1 de 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² . Refuerzo 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 0.15 m, altura 6.27m.	unidad	4.00	546.77	2,187.08
16	Hechura de vigas V-1 f'c = 210 Kg/cm ² , 1:2:2 de 0.50 x 0.25 m, Refuerzo 6 Varillas No 5, Estribos No 3 @ 0.15 m.	metro	8.24	51.53	424.61

17	Paredes de ladrillo de barro lazo: pantalla deflectora.	m ²	14.87	15.99	237.77
18	Repello y afinado vertical.	m ²	29.74	5.02	149.29
19	Nervio tipo N-1; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	14.80	19.64	290.67
20	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	9.24	12.08	111.62
Pasarela					
21	Hechura y montaje de viga metálica VM: Peralte 0.50 4 Ángulos 2x2x1/4" + Celosía No4 @ 60 grados.	metro	22.48	17.27	388.23
22	Losetas de concreto: Refuerzo Varilla No 3 @ 0.15 cm, e= 0.05 cm. Concreto f'c = 210 kg/cm ² . Ancho = 1.5 m.	metro	29.20	44.25	1,292.10
23	Hechura y montaje de barandal metálico: Peralte 1.00 m Caño Negro Industrial d=1 1/2" @ 1.00 m distribución Vertical @ 0.50 m distribución Horizontal	metro	30.20	56.39	1,702.98
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					19,744.30

3. Sedimentador Secundario

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
Sedimentador y Canal Recolector					
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	167.65	0.20	33.53
2	Excavaciones en suelo semiduro, de 1.50 hasta 3.00 m.	m ³	346.26	14.53	5,031.16
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	346.26	2.20	761.77
4	Relleno compactado material suelo existente.	m ³	54.41	8.11	441.27
5	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	33.54	37.11	1,244.67
6	Losa de fundación espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	140.09	21.39	2,996.53
7	Paredes de ladrillo barro lazo.	m ²	37.67	12.50	602.34
8	Nervio tipo N-1; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	79.71	19.64	1,565.50
9	Repello y afinado vertical.	m ²	153.00	5.02	768.06
10	Repello y afinado en fondo de losa.	m ²	43.98	5.00	219.90
11	Solera de corona SC-2. 0.10 X 0.15 m, 2 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m; f'c 210 kg/cm ² ; concreto 1:2:2.	metro	41.15	7.60	617.25
12	Losa superior espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.15 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	25.82	83.99	2,168.62
13	Accesorios PVC.	S.G.	1.00	2,500.00	2,500.00
Pantalla Deflectora					
14	Hechura de zapatas Z-1 100 x 100 cm: Refuerzo longitudinal y transversal. Varillas No 8 @ 12 cm. Peralte de 25 cm. Incluye excavación y estabilización suelo cemento 20:1 e = 30 cm.	unidad	4.00	205.43	821.72
15	Hechura de columnas f'c = 210 Kg.cm ² C-1 sección 35 x35 cm. Altura 5.97 m: Refuerzo longitudinal 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 15 cm.	unidad	4.00	546.77	2,187.08
16	Hechura de vigas V-1 f'c = 210 Kg.cm ² 50 x 25 cm, Refuerzo longitudinal 6 Varillas No 5, Estribos No 3 @ 15 cm.	metro	11.64	51.53	599.81

17	Paredes de ladrillo de barro lazo: pantalla deflectora.	m ²	18.20	15.99	291.02
18	Repello y afinado vertical.	m ²	36.40	5.02	182.73
19	Hechura de nervio tipo N1 exterior 15 x 15 cm: Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 3 + Estribos No 2 @ 15 cm: pantalla deflectora.	metro	22.20	12.08	268.18
20	Solera de corona SC f'c 210 kg/cm ² : 15 x 15 cm Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 3 y Estribos No 2 @ 15 cm: pantalla deflectora.	metro	11.64	12.08	140.61
Pasarela					
21	Hechura y montaje de viga metálica VM: Peralte 50 cm 4 Hierro Angulo 4x4x1/4" + Celosía No 4 @ 60 grados.	metro	28.52	17.27	492.54
22	Losetas de concreto: Refuerzo Varilla 3 @ 15 cm, e = 5 cm. Concreto f'c = 210 kg/cm ² . Ancho = 1.5 m	metro	32.26	44.25	1,427.51
23	Hechura y montaje de barandal metálico: Peralte 1.00 m Caño Negro Industrial d =11/2" vertical @1.5 m y Horizontal @ 25 cm.	metro	36.24	56.39	2,043.57
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					26,969.38

4. Primer Filtro Percolador

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	428.48	0.20	85.70
2	Excavaciones en suelo semiduro, con maquinaria.	m ³	642.72	14.53	9,338.72
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	85.70	2.20	188.54
4	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	85.70	37.11	3,180.33
5	Relleno compactado material suelo selecto.	m ³	428.48	19.27	8,256.81
6	Zapata Z-3 f'c 210 kg/cm ² 1.35 x 1.35 m Refuerzo Inferior Varillas No 4 @ 20 cm, Refuerzo Superior Varillas No 3 @ 20 cm. Peralte de 0.3 m, incluye pedestal de columna de 0.40 X 0.40 m.	m ³	5.10	210.12	1,071.61
7	Losa de impermeabilización espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	428.48	21.39	9,165.19
8	Paredes de bloque concreto 0.20x0.20x0.40 m: Bastones Verticales No 3 @ 0.20 Varillas Horizontal No 3 @ 0.40 m, llenas de concreto f'c= 210 kg/cm ² proporción 1:2:2 Varilla Horizontal No 2 @ 40 cm.	m ²	335.88	32.94	11,063.89
9	Paredes de bloque concreto 15x20x40 cm: Bastones Verticales No 3 @ 40, Varilla No 2 @ 40 llenas de concreto f'c=210 kg/cm ² proporción 1:2:2 Varilla Horizontal No 2 @ 40 cm	m ²	19.97	21.60	431.35
10	Repellos y afinado en canaleta de entrada y salida.	m ²	53.84	5.02	270.28
11	Columnas C-2 de 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² . Refuerzo 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 0.15 m, altura 6.27m.	unidad	8.00	546.77	4,374.16
12	Solera intermedia S-I; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	216.00	12.49	2,697.84
13	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	131.50	12.49	1,642.44
14	Viga soporte VC f'c 210 kg/cm ² : 0.40 x 0.20 m: Refuerzo 4 Varillas No 5 + 4 No 4, Estribos No 2 @ 0.15 m.	metro	41.20	40.27	1,659.12
15	Apoyos de concreto armado para losa perforada. 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² . Refuerzo 2 Varillas No 3, Estribos No 2 @ 0.10 m.	unidad	2,310.00	14.66	33,864.60

16	Suministro y colocación de material granular tipo volcánico.	m ³	1,056.64	20.40	21,555.46
17	Viga y vertedero para distribución de aguas. Vertedero de 0.10 m altura, crestas de 0.03 m metálicas. C-14 C / anticorrosivo. Viga de 0.10 x 0.40 m, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal y transversal 4 No 3 + Estribos No 2 @ 0.15 m.	m	597.40	27.08	16,177.59
18	Loseta perforada 0.6 X 1.10 X 0.10 m, concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : e = 15 cm; Refuerzo longitudinal y transversal Varillas No 4 @ 15 cm, distancia de los orificios @ 0.40 m.	unidad	424.36	50.00	21,218.00
19	Tensor 0.25 x 0.25 m, Concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 4 + Estribos No 2 @ 15 cm.	m ³	3.29	345.00	1,135.05
20	Suministro e instalación de tubería perforada de ø 6" perforación de ½ ", @ 0.05 m.	metro	231.00	30.00	6,930.00
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					154,306.67

5. Segundo Filtro Percolador

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	332.05	0.20	66.41
2	Excavaciones en suelo semiduro, con maquinaria.	m ³	498.08	14.53	7,237.10
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	66.41	2.20	146.10
4	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	66.41	37.11	2,464.48
5	Relleno compactado material suelo selecto.	m ³	332.05	19.27	6,398.60
6	Zapata Z-3 f'c 210 kg/cm ² 1.35 x 1.35 m. Refuerzo Inferior Varillas No 4 @ 20 cm, Refuerzo Superior Varillas No 3 @ 20 cm. Peralte de 0.3 m, incluye pedestal de columna de 0.40 X 0.40 m.	m ³	5.10	210.12	1,071.61
7	Losa de impermeabilización espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	332.05	21.39	7,102.55
8	Paredes de bloque concreto 0.20x0.20x0.40 m: Bastones verticales No 3 @ 0.20 varilla horizontal No 3 @ 0.40 m, todos los huecos llenos de concreto f'c=210 kg/cm ² proporción 1:2:2.	m ²	302.69	32.94	9,970.61
9	Paredes de bloque concreto 0.15x0.20x0.40 m: Bastones No 4 @ 20 + No 3 @ 20 cm., todos los huecos llenos de Grout.	m ²	17.54	21.60	378.86
10	Repellos y afinado en canaleta de entrada y salida.	m ²	20.37	5.02	102.26
11	Columnas C-2 de 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² Refuerzo 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 0.15 m, altura 6.27m.	unidad	8.00	546.77	4,374.16
12	Solera intermedia S-I; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	181.80	12.49	2,270.68
13	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	90.90	12.49	1,135.34
14	Viga soporte VC f'c 210 kg/cm ² : 0.40 x 0.20 m: Refuerzo 4 Varillas No 5 + 4 No 4, Estribos No 2 @ 0.15 m.	metro	35.52	40.27	1,430.39

15	Apoyos de concreto armado para losa perforada. 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² . Refuerzo 2 Varillas No 3, Estribos No 2 @ 0.10 m.	unidad	1,674.00	14.66	24,540.84
16	Suministro y colocación de material granular tipo volcánico.	m ³	761.37	20.40	15,531.95
17	Viga y vertedero para distribución de aguas. Vertedero de 0.10 m altura, crestas de 0.03 m metálicas. C-14 C / anticorrosivo. Viga de 0.10 x 0.40 m, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal y transversal 4 No 3 + Estribos No 2 @ 0.15 m.	m	442.50	27.08	11,982.90
18	Loseta perforada 0.6 X 1.10 X 0.10 m, concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : e = 15 cm; Refuerzo longitudinal y transversal Varillas No 4 @ 15 cm, distancia de los orificios @ 0.40 m.	unidad	306.25	50.00	15,312.50
19	Tensor 0.25 x 0.25 m, Concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 4 + Estribos No 2 @ 15 cm.	m ³	3.45	345.00	1,190.25
20	Suministro e instalación de tubería perforada de ø 6" perforación de ½", @ 0.05 m.	metro	179.00	30.00	5,370.00
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					118,077.60

6. Digestor de Lodos

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	266.62	0.20	53.32
2	Excavaciones en suelo semiduro, mas de 3.00 m.	m ³	484.50	14.53	7,039.79
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	484.50	2.20	1,065.90
4	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	32.00	37.11	1,187.52
5	Solera de fundación concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : 0.90x0.30 m, Refuerzo longitudinal 8 Varillas No 4 + Estribos No 3 " @ 15 cm.	m ³	9.24	285.67	2,639.59
6	Losa de fundación espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	113.80	38.16	4,342.61
7	Pared de concreto reforzado varilla No 3, Refuerzo longitudinal y transversal @ 0.15 m.	m ²	11.97	200.00	2,394.00
8	Repello y afinado vertical.	m ²	239.38	5.02	1,201.69
9	Repello y afinado fondo de losa.	m ²	113.80	5.00	569.00
10	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	31.41	12.08	379.43
11	Tuberías y Accesorios PVC 8" salida de sólidos.	S.G.	1.00	3,000	3,000
				COSTO DIRECTO UNITARIO \$:	23,872.85

7. Patio de Secado de Lodos

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	1,001.97	0.20	200.39
2	Excavaciones en suelo semiduro área de lecho hasta 1.5 m.	m ³	1,001.97	14.53	14,558.62
3	Excavaciones en suelo semiduro, estabilizar desplante.	m ³	37.61	2.20	82.74
4	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	367.83	2.20	809.23
5	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	11.28	37.11	418.60
6	Relleno compactado suelo selecto.	m ³	318.94	19.27	6,145.97
7	Solera de fundación SF f'c 210 kg/cm ² : 30x20 cm Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 3 + Estribos No 2 " @ 15 cm.	m ³	11.30	12.16	137.41
8	Relleno material granular grava: fondo de lecho.	m ³	346.98	30.66	10,638.41
9	Relleno material granular arena: fondo de lecho.	m ³	287.37	30.66	8,810.76
10	Ladrillos de barro: fondo de lecho.	unidad	24,561.54	0.30	7,368.46
11	Paredes de bloque concreto 15x20x40 cm: Bastones verticales No 3 @ 40 varilla horizontal @ 40.0, llenas de concreto f'c =210 kg/cm ² proporción 1:2:2 varilla horizontal No 2 @ 40 cm	m ²	193.96	25.07	4,862.58
12	Repello y afinado vertical.	m ²	193.96	5.02	973.68
13	Solera de corona SC-1 f'c 210 kg/cm ² 15 x15 cm Refuerzo longitudinal 4 varillas No 3 " + refuerzo transversal estribos No 2 @ 15 cm.	metro	125.66	12.49	1,569.49
14	Losa de fundación f'c 210 kg/cm ² : e = 15 cm; Refuerzo Varillas No 3 @ 15 cm a.s.	m ²	1,057.69	38.16	40,361.45
15	Tubería PVC 6" PSI.	metro	127.72	15.82	2,020.53
16	Hechura e instalación de compuerta metálica.	unidad	4.00	287.05	1,148.20
				COSTO DIRECTO UNITARIO \$:	100,106.53

SEGUNDO MODULO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Plan De Oferta

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo Unitario (US \$)	Costo de Partida (US \$)
1	Sedimentador Primario	Unidad	1.00	21,704.95	21,704.95
2	Sedimentador Secundario	Unidad	1.00	26,366.77	26,366.77
3	Filtro Biológico (Primero)	Unidad	1.00	108,882.26	108,882.26
4	Filtro Biológico (Segundo)	Unidad	1.00	78,429.94	78,429.94
5	Digestor de Lodos	Unidad	1.00	46,350.67	46,350.67
6	Patio de Secado de Lodos	Unidad	2.00	73,726.29	147,452.59
TOTAL COSTO DIRECTO \$:					429,187.18
COSTO INDIRECTO 35% \$:					150,215.51
IVA + PAGO A CUENTA \$:					84,013.39
MONTO TOTAL DE LA OFERTA \$:					663,416.08

1. Sedimentador Primario

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
Sedimentador y Canal Recolector					
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	149.96	0.20	29.99
2	Excavaciones en suelo semiduro, de 1.50 hasta 3.00 m.	m ³	186.52	14.53	2,710.14
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	218.52	2.20	480.74
4	Relleno compactado material suelo existente.	m ³	50.00	8.11	405.50
5	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	32.00	37.11	1,187.52
6	Losa de fundación espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	84.45	21.39	1,806.39
7	Paredes de ladrillo barro lazo.	m ²	59.05	12.50	738.13
8	Nervio tipo N-1; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	31.20	12.08	376.90
9	Repello y afinado vertical	m ²	118.10	5.02	592.86
10	Repello y afinado en fondo de losa	m ²	94.47	5.00	472.35
11	Solera de corona SC-2. 0.10 X 0.15 m, 2 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m; f'c 210 kg/cm ² ; concreto 1:2:2.	metro	34.37	7.60	261.21
12	Losa superior espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.15 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	31.54	83.99	2,649.04
13	Accesorios PVC.	S.G.	1.00	2500.00	2,500.00
Pantalla Deflectora					
14	Zapatas Z-1 0.85x 0.85 cm: Refuerzo Transversal y Longitudinal Varillas No 5 @ 0.15 m. Peralte 30 cm. Incluye pedestal de 0.40 X 0.40 m Incluye excavación y estabilización suelo cemento 20:1 0.30 m espesor.	unidad	4.00	205.43	821.72
15	Columnas C-1 de 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² . Refuerzo 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 0.15 m, altura 6.27 m.	unidad	4.00	546.77	2,187.08

16	Hechura de vigas V-1 f'c = 210 Kg/cm ² , 1:2:2 de 0.50 x 0.25 m, Refuerzo 6 Varillas No 5, Estribos No 3 @ 0.15 m.	metro	8.24	51.53	424.61
17	Paredes de ladrillo de barro lazo: pantalla deflectora.	m ²	14.87	15.99	237.77
18	Repello y afinado vertical.	m ²	29.74	5.02	149.29
19	Nervio tipo N-1; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	14.80	12.08	178.78
20	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	9.24	12.08	111.62
Pasarela					
21	Hechura y montaje de viga metálica VM: Peralte 0.50 m 4 Ángulos 2x2x1/4" + Celosía No4 @ 60 grados.	metro	22.48	17.27	388.23
22	Losetas de concreto: Refuerzo Varilla No3 @ 0.15 cm, Espesor 0.05 cm. Concreto f'c = 210 kg/cm ² . Ancho = 1.5 m.	metro	29.20	44.25	1,292.10
23	Hechura y montaje de barandal metálico: Peralte 1.00 m Caño Negro Industrial d=1 1/2" @ 1.00 m dist. Vert. @ 0.50 m dist. Hor.	metro	30.20	56.39	1,702.98
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					21,704.95

2. Sedimentador Secundario

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
Sedimentador y Canal Recolector					
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	167.65	0.20	33.53
2	Excavaciones en suelo semiduro, de 1.50 hasta 3.00 m.	m ³	346.26	14.53	5,031.16
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	346.26	2.20	761.77
4	Relleno compactado material suelo existente.	m ³	54.41	8.11	441.27
5	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	33.54	37.11	1,244.67
6	Losa de fundación espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	140.09	21.39	2,996.53
7	Paredes de ladrillo barro lazo	m ²	37.67	12.50	470.88
8	Nervio tipo N-1; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/cm ² .	metro	79.71	12.08	962.90
9	Repello y afinado vertical.	m ²	153.00	5.02	768.06
10	Repello y afinado en fondo de losa.	m ²	43.98	5.00	219.90
11	Solera de corona SC-2. 0.10 X 0.15 m, 2 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m; f'c 210 kg/cm ² ; concreto 1:2:2.	metro	41.15	7.60	312.74
12	Losa superior espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.15 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	25.82	83.99	2,168.62
13	Accesorios PVC.	S.G.	1.00	2,500	2,500.00
Pantalla Deflectora					
14	Hechura de zapatas Z-1 100 x 100cm: Refuerzo longitudinal y transversal Varillas No 8 @ 12 cm. Peralte de 25 cm. Incluye excavación y estabilización suelo cemento 20:1 e =30 cm	unidad	4.00	205.43	821.72
15	Hechura de columnas f'c = 210 Kg.cm ² C-1 sección 35 x35 cm, Altura 5.97m: Refuerzo longitudinal 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 15 cm.	unidad	4.00	546.77	2,187.08
16	Hechura de vigas V-1 f'c = 210 Kg.cm ² 50 x 25 cm, Refuerzo longitudinal 6 Varillas No 5,	metro	11.64	51.53	599.81

	Estribos No 3 @ 15 cm.				
17	Paredes de ladrillo de barro lazo: pantalla deflectora.	m ²	18.20	15.99	291.02
18	Repello y afinado vertical.	m ²	36.40	5.02	182.73
19	Hechura de nervio tipo N1 exterior 15 x 15 cm: Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 3 + Estribos No 2 @ 15 cm: pantalla deflectora.	metro	22.20	12.08	268.18
20	Solera de corona SC f'c 210 kg/cm ² : 15 x 15 cm Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 3 y Estribos No 2 @ 15 cm: pantalla deflectora.	metro	11.64	12.08	140.61
Pasarela					
21	Hechura y montaje de viga metálica VM: Peralte 50 cm 4 Hierro Angulo 4x4x1/4" + Celosía No 4 @60 grados.	metro	28.52	17.27	492.54
22	Losetas de concreto: Refuerzo Varilla 3 @ 15 cm, Espesor 5 cm. Concreto f'c = 210 kg/cm ² . Ancho = 1.5 m	metro	32.26	44.25	1,427.51
23	Hechura y montaje de barandal metálico: Peralte 1.00 m Caño Negro Industrial d=1 1/2" vertical @1.5 m y Horizontal @ 25 cm.	metro	36.24	56.39	2,043.57
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					26,366.77

3. Primer Filtro Percolador

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	159.50	0.20	31.90
2	Excavaciones en suelo semiduro, con maquinaria.	m ³	239.25	14.53	3,476.30
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	31.90	2.20	70.18
4	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	31.90	37.11	1,183.81
5	Relleno compactado material suelo selecto.	m ³	159.50	19.27	3,073.57
6	Zapata Z-3 f'c 210 kg/cm ² 1.35 x 1.35 m Refuerzo Inferior Varillas No 4 @ 20 cm, Refuerzo Superior Varillas No 3 @ 20 cm. Peralte de 0.3 m, incluye pedestal de columna de 0.40 X 0.40 m.	m ³	1.91	210.12	401.33
7	Losa de impermeabilización espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	159.50	21.39	3,411.71
8	Paredes de bloque concreto 0.20x0.20x0.40 m: Bastones No 3 @ 0.20 + No 3 @ 0.40 m, todos los huecos llenos de Grout.	m ²	206.01	32.94	6,785.97
9	Paredes de bloque concreto 15x20x40 cm: Bastones verticales No 3 @ 40 llenas de concreto f'c = 210 kg/cm ² proporción 1:2:2 varilla horizontal No 2 @ 40 cm	m ²	12.41	21.60	268.06
10	Repellos y afinado en canaleta de entrada y salida.	m ²	27.01	5.02	135.59
11	Columnas C-2 de 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² Refuerzo 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 0.15 m, altura 6.27 m.	unidad	3.00	546.77	1,640.31
12	Solera intermedia S-I; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	126.00	12.49	1,573.74
13	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	63.00	12.49	786.87
14	Viga soporte VC f'c 210 kg/cm ² : 0.40 x 0.20 m: Refuerzo 4 Varillas No 5 + 4 No 4, Estribos No 2 @ 0.15 m.	metro	14.60	40.27	587.94
15	Apoyos de concreto armado para losa perforada. 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² Refuerzo 2 Varillas No 3, Estribos No 2 @ 0.10 m.	unidad	12.20	14.66	178.85
16	Suministro y colocación de material granular tipo volcánico.	m ³	768.00	20.40	15,667.20

17	Viga y vertedero para distribución de aguas. Vertedero de 0.10 m altura, crestas de 0.03 m metálicas. C-14 C / anticorrosivo. Viga de 0.10 x 0.40 m, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal y transversal 4 No 3 + Estribos No 2 @ 0.15 m.	m	358.48	27.08	9,707.64
18	Loseta perforada 0.6 X 1.10 X 0.10 m, concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : e = 15 cm; Refuerzo longitudinal y transversal Varillas No 4 @ 15 cm, distancia de los orificios @ 0.40 m.	unidad	204.00	50.00	10,200.00
19	Tensor 0.25 x 0.25 m, Concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 4 +Estribos No 2 @ 15 cm.	m ³	144.00	345.00	49,680.00
20	Suministro e instalación de tubería perforada de ø 6" perforación de ½ ", @ 0.05 m.	metro	0.71	30.00	21.30
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					108,882.26

4. Segundo Filtro Percolador

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	109.06	0.20	21.81
2	Excavaciones en suelo semiduro, con maquinaria.	m ³	163.59	14.53	2,376.96
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	21.81	2.20	47.98
4	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	21.81	37.11	809.37
5	Relleno compactado material suelo selecto.	m ³	109.06	19.27	2,101.59
6	Zapata Z-3 f'c 210 kg/cm ² 1.35 x 1.35 m Refuerzo Inferior Varillas No 4 @ 20 cm, Refuerzo Superior Varillas No 3 @ 20 cm. Peralte de 0.3 m, incluye pedestal de columna de 0.40 X 0.40 m.	m ³	1.91	210.12	401.33
7	Losa de impermeabilización espesor 0.10 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	109.06	21.39	2,332.79
8	Paredes de bloque concreto 0.20x0.20x0.40 m: Bastones No 3 @ 0.20 + No 3 @ 0.40 m, todos los huecos llenos de Grout.	m ²	173.87	32.94	5,727.28
9	Paredes de bloque concreto 0.15x0.20x0.40 m: Bastones No 4 @ 20 + No 3 @ 20 cm., todos los huecos llenos de Grout. Incluye SC	m ²	10.79	21.60	233.06
10	Repellos y afinado en canaleta de entrada y salida.	m ²	20.39	5.02	102.36
11	Columnas C-2 de 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² . Refuerzo 8 Varillas No 5 Estribos No 3 @ 0.15 m, altura 6.27m.	unidad	3.00	546.77	1,640.31
12	Solera intermedia S-I; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	107.00	12.49	1,336.43
13	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	53.50	12.49	668.22
14	Viga soporte VC f'c 210 kg/cm ² : 0.40 x 0.20 m: Refuerzo 4 varillas No 5 + 4 No 4, estribos No 2 @ 0.15 m.	metro	12.70	40.27	511.43
15	Apoyos de concreto armado para losa perforada. 0.35 X 0.35 m. Concreto 1:2:2, f'c = 210 Kg.cm ² Refuerzo 2 varillas No 3, Estribos No 2 @ 0.10 m.	unidad	10.10	14.66	148.07
16	Suministro y colocación de material granular tipo volcánico.	m ³	530.00	20.40	10,812.00
17	Viga y vertedero para distribución de aguas. Vertedero de 0.10 m altura, crestas de 0.03 m	m	253.51	27.08	6,865.05

	metálicas. C-14 C / anticorrosivo. Viga de 0.10 x 0.40 m, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal y transversal 4 No 3 + Estribos No 2 @ 0.15 m.				
18	Loseta perforada 0.6 X 1.10 X 0.10 m, concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : e = 15 cm; Refuerzo longitudinal y transversal Varillas No 4 @ 15 cm, distancia de los orificios @ 0.40 m.	unidad	141.40	50.00	7,070.00
19	Tensor 0.25 x 0.25 m, Concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal 4 Varillas No 4 +Estribos No 2 @ 15 cm.	m ³	102.02	345.00	35,196.90
20	Suministro e instalación de tubería perforada de ø 6" perforación de ½ ", @ 0.05 m.	metro	0.90	30.00	27.00
COSTO DIRECTO UNITARIO \$:					78,429.94

5. Digestor de Lodos

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	266.62	0.20	53.32
2	Excavaciones en suelo semiduro, mas de 3.00 m.	m ³	484.50	14.53	7,039.79
3	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	484.50	2.20	1,065.90
4	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	32.00	37.11	1,187.52
5	Solera de fundación concreto 1:2:2, f'c 210 kg/cm ² : 0.90x0.30 m, Refuerzo longitudinal 8 Varillas No 4 + Estribos No 3 " @ 15 cm.	m ³	9.24	285.67	2,639.59
6	Losa de fundación espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	113.80	38.16	4,342.61
7	Pared de concreto reforzado varia No 3, Refuerzo longitudinal y transversal @ 0.15 m.	m ²	119.69	200.00	23,938.00
8	Repello y afinado vertical	m ²	239.38	5.02	1,201.69
9	Repello y afinado fondo de losa	m ²	113.80	5.00	569.00
10	Solera de corona SC-1 f'c 210 kg/cm ² : 30x20 cm Refuerzo longitudinal 4 No 3 "+ estribos No 2 @ 15 cm.	metro	31.41	41.81	1,313.25
11	Tuberías y Accesorios PVC 8" salida de sólidos.	S.G.	1.00	3,000	3,000.00
				COSTO DIRECTO UNITARIO \$:	46,350.67

6. Patio de Secado de Lodos

	DESCRIPCION PARTIDA:	Unidad	Volumen de Obra	Costo Directo (US \$)	Costo Directo Unitario (US \$)
1	Trazo y nivelación para construcción por unidad de área.	m ²	701.31	0.20	140.26
2	Excavaciones en suelo semiduro área de lecho hasta 3.00 m.	m ³	490.91	14.53	7,132.92
3	Excavaciones en suelo semiduro, estabilizar desplante	m ³	30.13	2.20	66.29
4	Desalojo de suelo sobrante.	m ³	722.40	2.20	1,589.28
5	Relleno compactado suelo cemento 20:1 material suelo selecto.	m ³	9.04	37.11	335.47
6	Relleno compactado suelo selecto: base de lecho.	m ³	701.31	19.27	13,514.24
7	Solera de fundación de 0.10 x 0.40 m, f'c 210 kg/cm ² : Refuerzo longitudinal y transversal 4 No 3 + Estribos No 2 @ 0.15 m.	m	9.04	12.16	109.93
8	Relleno material granular: fondo de lecho.	m ³	221.99	30.66	6,806.21
9	Relleno material granular: fondo de lecho.	m ³	191.48	30.66	5,870.78
10	Ladrillos de barro: fondo de lecho.	unidad	16,090.00	0.30	4,827.00
11	Paredes de bloque concreto 15x20x40 cm: Bastones verticales No 3 @ 40 llenas de concreto f'c=210 kg/cm ² proporción 1:2:2 varilla horizontal No2 @ 40 cm.	m ²	156.64	25.07	3,926.96
12	Repello y afinado vertical.	m ²	156.64	5.02	786.33
13	Solera de corona SC; 0.15 X 0.15 m, 4 varillas No 3, estribos No 2 @ 0.15 m. Concreto 1:2:2, resistencia f'c 210 kg/ cm ² .	metro	101.06	12.49	1,262.24
14	Losa de fundación espesor 0.15 m, refuerzo longitudinal y transversal No 3 @ 0.20 m. Concreto f'c 210 kg/cm ² , concreto 1:2:2.	m ²	685.00	38.16	26,139.60
15	Tubería PVC 6" PSI	metro	77.04	15.82	1,218.77
				COSTO DIRECTO UNITARIO \$:	73,726.29

CAPITULO XI

ASPECTOS MEDIOAMBIENTALES Y FORMULARIOS

11.1 Introducción

La ejecución de toda obra civil implica la modificación del equilibrio natural de un ecosistema; es por ello que el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), a través de la dirección de gestión ambiental, exige, que todo titular o propietario, ya sea persona natural o jurídica, pública o privada, que propone la actividad, obra o proyectos de acueductos, alcantarillados y planta de tratamiento debe realizar un estudio de impacto ambiental, utilizando para ello un formulario básico ambiental.

Este formulario ambiental se presenta con el fin de apoyar a la Alcaldía Municipal de Quezaltepeque en la obtención de los permisos ambientales necesarios para la ejecución del proyecto propuesto.

En el formulario ambiental se describe en primer lugar, la información del titular o propietario del proyecto, es decir los datos de la persona natural o jurídica encargada del proyecto; luego se brinda la información respecto a la identificación, ubicación y descripción de la actividad, obra o proyecto, así como también las características específicas del proyecto, entre las cuales podemos mencionar: etapas de ejecución, longitud de tubería, tipo de terreno, entre otras.

Además se debe describir el área de la actividad, obra o proyecto, así como el aspecto de los medios físicos, biológicos, socioeconómicos y culturales, que podrían ser afectados durante la ejecución, operación y cierre del sistema de alcantarillado y planta de tratamiento.

También se brinda información de la identificación y priorización de los impactos potenciales generados en las diferentes etapas que implica el proyecto. Se mencionan además, los posibles accidentes, riesgos y contingencias que puedan ocasionarse.

Finalmente se deja un apartado de uso oficial y exclusivo para el MARN, dirección de gestión ambiental.

11.2 Impactos ambientales producidos por las aguas residuales

11.2.1. Relación hombre, agua residual y medio ambiente

El recurso hídrico en El Salvador está siendo altamente afectado por la presión humana sobre el mismo, agravando cada vez más su situación de disponibilidad; tanto en cantidad y como en calidad. Estos factores de presión son principalmente la sobreexplotación de los acuíferos, el vertido de sustancias contaminantes a los cuerpos de agua (sin darles un tratamiento previo o con un tratamiento inadecuado), los cambios en el uso de suelos, deforestación, prácticas agrícolas inadecuadas, incremento de urbanizaciones en zonas de producción hídrica, entre otros. Este decremento en la disponibilidad hídrica aunado a un alto índice de crecimiento poblacional, genera conflictos que han comenzado a sentirse y que tienden a incrementarse sino se toman las medidas necesarias, como la regulación del uso del agua a través de mecanismos de planificación, normativas y leyes que permitan su protección y su distribución en forma racional, así como también que regulen la forma de su utilización y disposición final de los residuos tanto industriales como urbanísticos.

Se sabe que las aguas residuales; generalmente, albergan microorganismos que causan enfermedades (patógenos), incluyendo virus, protozoos y bacterias. La diarrea y la gastroenteritis se encuentran entre las tres principales causas de muerte en el mundo y en la región latinoamericana. El agua que no es segura para beber y la contaminación a través del desecho inadecuado de aguas negras son responsables de la gran mayoría de estas muertes.

11.2.2. Efectos dañinos de las aguas residuales en las aguas naturales

Se considera que las aguas residuales son dañinas, cuando impiden o perjudican el uso normal del agua ó cuando acarrear hasta las aguas naturales

“productos residuales” considerados como nocivos. Pueden producirse daños directos, por ejemplo, cuando:

- El agua residual es utilizada para el cultivo de peces.
- Las playas son utilizadas por los turistas.
- Los mares o lagos son utilizados para el abastecimiento de agua potable o constituyen áreas recreativas.

Las aguas residuales que presentan efectos excepcionalmente tóxicos sobre seres humanos y animales son aquellas que contienen los siguientes componentes:

- Solventes orgánicos
- Compuestos orgánicos halogenados
- Compuestos orgánicos fosforados
- Sustancias con efectos cancerígenos demostrados
- Sulfuro de hidrógeno
- Cianuro
- Fluoruro
- Metales pesados, especialmente mercurio y cadmio, y compuestos de éstos metales
- Organismos patógenos y / o huevos de parásitos vivos.

La pureza del agua se ve afectada por la contaminación natural y artificial (antropogénica). En general, ésta última es más fuerte y más permanente que la contaminación natural.

La contaminación artificial se produce con el desarrollo y con la diversificación de los procesos industriales, un sinnúmero de elementos químicos elaborados por la sociedad junto a una mayor cantidad de materias orgánicas son

dispuestos en los cursos normales de agua, depositándose en lagunas, ríos y mar. La DBO aumenta y el limitado oxígeno disuelto no es suficiente para posibilitar la recuperación de dichos elementos

11.2.3. Fuentes y control

Las principales fuentes de contaminación acuática pueden clasificarse como urbanas, industriales y agrícolas.

La contaminación urbana está formada por las aguas residuales de los hogares y los establecimientos comerciales. Durante muchos años, el principal objetivo de la eliminación de residuos urbanos fue tan sólo reducir su contenido en materias que demandan oxígeno, sólidos en suspensión, compuestos inorgánicos disueltos (en especial compuestos de fósforo y nitrógeno) y bacterias dañinas, en los últimos años, por el contrario, se ha hecho más hincapié en mejorar los medios de eliminación de los residuos sólidos producidos por los procesos de depuración.

El impacto de los vertidos industriales depende no sólo de sus características comunes, como la demanda bioquímica de oxígeno, sino también de su contenido en sustancias orgánicas e inorgánicas específicas. Hay tres opciones para controlar los vertidos industriales: el control puede tener lugar allí donde se generan dentro de la planta; las aguas pueden tratarse previamente y descargarse en el sistema de depuración urbana; o pueden depurarse por completo en la planta y ser reutilizadas o vertidas en corrientes o masas de agua.

La agricultura, la ganadería comercial y las granjas avícolas, son también fuente de contaminación, estos contaminantes incluyen tanto sedimentos procedentes de la erosión de las tierras de cultivo como compuestos de fósforo y nitrógeno que proceden de los residuos animales y los fertilizantes comerciales.

11.3 Formulario ambiental

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES

DIRECCION DE GESTIÓN AMBIENTAL

FORMULARIO AMBIENTAL
SANEAMIENTO BÁSICO
ACUEDUCTOS, ALCANTARILLADOS
Y/O PLANTAS DE TRATAMIENTO

No. de entrada: _____

No. de salida: _____

No. de base de datos: _____

A. INFORMACION GENERAL

Información del titular (propietario) que propone la actividad, obra o proyecto, sea persona natural o jurídica, pública o privada (anexar para personas jurídicas, fotocopia de la personería de la empresa y de la representación legal)

I.- DEL TITULAR (propietario) **DATOS PERSONALES**

1. NOMBRE DEL TITULAR: Alcaldía Municipal de Quezaltepeque
2. DOCUMENTO UNICO DE IDENTIDAD (D.U.I.): _____
3. DOMICILIO PRINCIPAL
 Calle/Avenida: 2ª Calle Poniente y Avenida José María Castro.
 Colonia/Cantón: _____ Mpio/Dpto: Quezaltepeque / La Libertad
 Tel: 2310-2180 Fax: 2310-2092 Correo Electrónico: _____
4. DIRECCION PARA NOTIFICACIÓN Y/O CITACIÓN: 2ª Calle Poniente y Avenida José María Castro, Quezaltepeque, La Libertad.
5. REPRESENTANTE LEGAL: Lic. Manuel Flores

II.- IDENTIFICACIÓN, UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ACTIVIDAD, OBRA O PROYECTO

1. El proyecto consiste en la ampliación del sistema de alcantarillado sanitario en la zona nor-oriental del casco urbano del municipio de Quezaltepeque, así también la construcción de una planta de tratamiento para las aguas residuales antes de su descarga al cuerpo receptor.

NOMBRE DEL PROYECTO: Ampliación de Red de Alcantarillado Sanitario en la Zona Nor – Oriente del Casco Urbano del Municipio de Quezaltepeque, y Construcción de Planta de Aguas Residuales Domesticas.

2. LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN FISICA DEL PROYECTO:

Deberá incluir mapa/ croquis, indicando linderos y colindantes e indicar donde iniciará la tubería.

Calle/Avenida/Comunidad : _____ Colonia/Cantón: _____
Municipio(s): Quezaltepeque Departamento: La Libertad

3. INDIQUE SI PARTICIPAN OTROS MUNICIPIOS: [] Si [X] No
Cuáles: _____

4. FORMA PARTE DE UN: (*Sólo aplica para el Sector Público*)

[] Plan [] Programa [X] Proyecto aislado

Nombre del Plan/Programa: _____

5. Realizó Evaluación Ambiental Estratégica: [] Sí [X] No

6. AMBITO DE ACCION:

[X] Urbano [] Rural [] Costero – Marino [] Área protegida

7. TIPO DE PROYECTO:

[] Acueductos [X] Alcantarillados [X] Plantas de Tratamiento

8. NATURALEZA:

[X] Nuevo [] Ampliación [] Rehabilitación [] Mejoramiento [] Otro ____

9. DERECHOS DE SERVIDUMBRE Y DERECHOS DE PASO:

Presentar copias de las certificaciones respectivas

10. REALIZÓ ANÁLISIS COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE RUTAS Y/O SITIOS DE UBICACIÓN:

Fuente: Sí No Sistema de Tratamiento: Sí No

Tuberías: Sí No

11. NECESIDAD DE REUBICAR PERSONAS: Sí No

Permanente Transitoria

< 50 personas 50 a 100 personas > 100 personas

III.- DE LAS CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LA ACTIVIDAD, OBRA O PROYECTO

1. ESTADO DEL PROYECTO:

Prefactibilidad Factibilidad Diseño Final

2. ETAPAS DE EJECUCION:

Construcción Operación Mantenimiento

3. SI EL PROYECTO ES DE ACUEDUCTO O ALCANTARILLADO. Indique la longitud de la tubería:

menos de 500 m de 500 a 2,000 m más de 2,000 m

4. SI ES DE ABASTECIMIENTO: Indique la fuente a utilizar:

Existente Nueva

5. EN CASO DE SER NUEVA, EXPLIQUE: _____

6. CAUDAL DIARIO A EXTRAER CALCULADO: _____

época seca época lluviosa

7. SE CONSTRUIRA PLANTA DE TRATAMIENTO: Sí No

Si la respuesta es afirmativa. Indique el Tratamiento: Potabilización Aguas Residuales (servidas)
 Caudal a tratar (Q): 0.14971 m³/seg Sitio de descarga final: Quebrada que descarga en el Río Sucio

8. DIAMETRO PROMEDIO DE LA TUBERÍA A INSTALAR (Acueductos y/o Alcantarillado).

menos de 2 pulg. de 12 a 2 pulg. más de 12 pulg.

9. VOLUMEN A TRANSPORTAR POR DIA: menos de 16 m³ de 16 a 160 m³

de 160 a 800 m³ más de 800 m³

De forma: Permanente Transitorio

10. POBLACIÓN SERVIDA: Cuota de abastecimiento calculado por día 150 litros/día.

11. TIPO DE TERRENO PARA LA UBICACIÓN DE LA TUBERÍA:

Por carretera asfaltada Por camino de tierra: 10.0 km Otros_____

Requiere apertura de caminos permanente transitorio _____Km.

12. DESCRIPCION DE LAS ACCIONES TIPICAS EN LAS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y CIERRE.

ETAPA	ACCIONES TIPICAS (actividades)		MÉTODO DESCRIPCIÓN	VOLUMEN/ CANTIDAD
CONSTRUCCIÓN	Alcantarillado Sanitario	Trazo y Nivelación	Se materializará en el terreno el trazado para las excavaciones, que mejor se apegue a la topografía del lugar y de acuerdo a lo descrito en los planos constructivos; mediante la colocación de estacas.	15,867.57 ml

ETAPA	ACCIONES TÍPICAS (actividades)	MÉTODO DESCRIPCIÓN	VOLUMEN/ CANTIDAD
	Demolición de Superficies de Rodadura	Se marcará el ancho de concreto a remover. La remoción se realizará en forma manual.	298.71 ml
	Excavación de Zanjas	La excavación será mecánica, utilizando retroexcavadora excepto en aquellas vías donde el colector se colocará a poca profundidad y en los puntos cercanos a la red de abastecimiento público de agua para prevenir posibles daños en las tuberías de ésta.	52,934.39 m ³
	Instalación de Tuberías	Se instalará con la pendiente indicada en los planos constructivos, seleccionando métodos de recogida y bajada adecuados, la unión de las tuberías será cementada, y tan pronto como las tuberías sean colocadas y la instalación inspeccionada, las zanjas deberán ser rellenadas para evitar que cargas externas puedan causar daños en éstas	10,082.74 ml
	Compactación con Suelo Selecto	Esta se realizará desde el fondo de la zanja hasta una altura de 30 cm. sobre la corona de la tubería.	5,553.65 m ³

ETAPA	ACCIONES TÍPICAS (actividades)	MÉTODO DESCRIPCIÓN	VOLUMEN/ CANTIDAD	
	Compactación con Suelo Existente	Se llevará a cabo a partir de una altura de 30 cm. sobre la corona de la tubería hasta la parte superior de la zanja.	81,717.99 m ³	
	Reparación de Superficies de Rodadura.	Consistirá en la reparación de la parte demolida de la vía para la excavación de la zanja.	298.71 ml	
	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	Excavación en suelo semiduro, de 1.50 hasta 3.00 m y/o con maquinaria.	Se utilizará maquinaria pesada como retro excavadora o bulldozer para obtener los niveles de terracería indicados en los planos.	5,233.27 m ³
		Relleno compactado material suelo existente	Se utilizará maquinaria pesada como retro excavadora o bulldozer para obtener los niveles de terracería indicados en los planos.	2,317.75 m ³
		Trazo y Nivelación	Se materializará en el terreno el trazado para las excavaciones, que mejor se apegue a la topografía del lugar y de acuerdo a lo descrito en los planos constructivos; mediante la colocación de estacas.	3,960.42 m
		Construcción de Elementos del Sistema de Tratamiento	Se construirán los distintos elementos de la planta de tratamiento de acuerdo a los planos constructivos y especificaciones técnicas	

ETAPA	ACCIONES TÍPICAS (actividades)		MÉTODO DESCRIPCIÓN	VOLUMEN/ CANTIDAD
		Instalación de Tuberías	Se instalará con la pendiente indicada en los planos constructivos, seleccionando métodos de recogida y bajada adecuados, la unión de las tuberías será cementada, y tan pronto como las tuberías sean colocadas y la instalación inspeccionada, las zanjas deberán ser rellenadas para evitar que cargas externas puedan causar daños en éstas	350 m
OPERACIÓN	Alcantarillado Sanitario	Limpieza Periódica de Colectores	Consiste en la limpieza periódica de los colectores con que cuenta el sistema de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario.	variable
		Reparación de Colectores	Consiste en la reparación de colectores mediante el reemplazo de secciones dañadas.	variable

ETAPA	ACCIONES TÍPICAS (actividades)		MÉTODO DESCRIPCIÓN	VOLUMEN/ CANTIDAD
		Reemplazo de Tapaderas de Pozos de Visita	Consiste en reemplazar las tapaderas dañadas o destruidas.	variable
		Descarga de las Aguas Residuales Domésticas Tratadas al Cuerpo Receptor	Consiste en la descarga del efluente tratado por la planta depuradora al cuerpo receptor.	variable
OPERACION	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	Limpieza de Cámara de Rejillas	Consiste en la limpieza periódica de el sistema de rejillas de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	2 veces/día
		Extracción de Arenas del Desarenador	Consiste en la extracción periódica de arenas de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	1 vez/día
		Medición de Caudal	Consiste en la medición de profundidades de flujo en el medidor de caudal tipo Parshall de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	Diariamente

ETAPA	ACCIONES TÍPICAS (actividades)		MÉTODO DESCRIPCIÓN	VOLUMEN/ CANTIDAD
		Extracción de Lodos Frescos de los Sedimentadores	Consiste en la extracción periódica de lodos de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	1 vez / 5 días
		Extracción de Lodos Digeridos del Digestor de Lodos	Consiste en la extracción periódica de lodos de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	1 vez / 36 días
		Remoción de Lodos Secos de los Patios de Secado	Consiste en la remoción periódica de lodos secos de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	variable
		Toma de Muestras	Consiste en la toma de muestras de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	variable

ETAPA	ACCIONES TÍPICAS (actividades)		MÉTODO DESCRIPCIÓN	VOLUMEN/ CANTIDAD
		Mantenimiento Periódico de los Elementos de la Planta	Consiste en la limpieza y pintura periódica que requieren los elementos de la planta de acuerdo a lo estipulado en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales	variable
CIERRE	Alcantarillado Sanitario	Rediseño de la Red de Alcantarillado	Se rediseñará la red de alcantarillado sanitario, ampliando la cobertura de la red a una mayor población.	1
	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	Diseño de Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales	Se rediseñara el tratamiento de las aguas residuales domésticas, ya sea considerando una ampliación de la planta, o bien la construcción de nuevas instalaciones para el tratamiento de las aguas residuales.	2

IV. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE LA ACTIVIDAD, OBRA O PROYECTO

1. EN EL AREA DEL PROYECTO SE ENCUENTRAN:

Ríos Manantial Escuelas Industrias Áreas Protegidas Lugares turísticos Zonas de recreo Sitios valor cultural Centros poblados

Nombre las que han sido marcadas: Toma de Quezaltepeque, Zona urbana del Municipio de Quezaltepeque, Industrias Metalúrgicas, Centros Escolares.

2. EL AREA DEL PROYECTO SE ENCUENTRA EN UNA ZONA SUSCEPTIBLE A:

Sismos Inundaciones Erosión

Hundimiento Deslizamientos Marejadas

3. COBERTURA VEGETAL

VEGETACIÓN PREDOMINANTE: Pastizales Arbustos

Bosque Cultivos

En el Trazo de la Tubería; Si No

En el sitio de descarga: Si No

En el sitio de planta de tratamiento: Si No

V. ASPECTOS DE LOS MEDIOS FÍSICO, BIOLÓGICO, SOCIOECONÓMICO Y CULTURAL QUE PODRIAN SER AFECTADOS POR LA EJECUCIÓN DE LA ACTIVIDAD, OBRA O PROYECTO.

Indique los recursos a ser afectados en cada una de las etapas.

Etapas	Recursos					Cuantificación en m, m ² , Kms
	Suelos	Agua	Vegetación	Fauna	Aire	
Construcción	Alteración de propiedades físicas y mecánicas del suelo. Cambio en el Nivel de	Cambio en la capacidad de recarga acuífera en el sitio de la planta.	Cambio de la flora en el terreno de la planta.	Tipo de fauna en el terreno de la planta.	Nivel de contaminantes en el aire	

	Contaminación del Suelo					
Operación	Nivel de nutrientes Precio de las propiedades	Descargas de agua residual tratada al cuerpo receptor.	Cambio de la flora en los márgenes del cuerpo receptor.	Cambio del hábitat de la fauna en el cuerpo receptor y sus márgenes.	Nivel de contaminantes en el aire	
Cierre	Cambio en el Nivel de Contaminación del Suelo	Aumento en el nivel de contaminantes en el efluente vertido al cuerpo receptor	Cambio de la flora en los márgenes del cuerpo receptor.	Cambio del hábitat de la fauna en el cuerpo receptor y sus márgenes.	Nivel de contaminantes en el aire	

V.1 INDIQUE SI SE AFECTARÁN COMPONENTES DEL MEDIO SOCIOECONOMICO, MONUMENTOS HISTÓRICOS Y VALORES CULTURALES.

V.2 RECURSO HUMANO. Detallar el número de personas que serán requeridas en las diferentes etapas.

Mano de obra	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN		CIERRE
	PERMANENTE	TEMPORAL	PERMANENTE	TEMPORAL	TEMPORAL
		50	2	1	1

**VI. IDENTIFICACIÓN Y PRIORIZACIÓN DE LOS IMPACTOS POTENCIALES
GENERADOS EN LA ACTIVIDAD, OBRA O PROYECTO.**

Indique los impactos causados sobre los recursos por la ejecución de las diferentes actividades.

Impactos Potenciales	Descripción y Características	Cantidad (m ³ /semana)	Sitio de Disposición Final/Medio Receptor
<u>SUELOS</u>	<p><u>Construcción:</u></p> <p>Se alterarán los niveles del terreno natural debido a las operaciones de terracería en el sitio de la planta de tratamiento, se removerá parte del mismo y se sustituirá por material selecto idóneo para la construcción. Derrames accidentales de aceite o combustibles fósiles.</p> <p><u>Operación:</u></p> <p>Se disminuye la infiltración en el suelo por reducir el uso de fosas sépticas y letrinas de hoyo seco. Filtración de aguas negras en el suelo por fugas en el sistema. Cambio en la concentración de nutrientes del suelo por el uso de los lodos tratados de la planta depuradora como abono.</p> <p><u>Cierre:</u></p> <p>Aumento de infiltraciones en el suelo al aumentar el uso de fosas sépticas y letrinas de hoyo seco.</p>		
<u>AGUAS</u>	<p><u>Construcción:</u></p> <p>Disminución de la capacidad de recarga acuífera en el terreno de la planta de tratamiento.</p> <p><u>Operación:</u></p> <p>Se descargarán las aguas residuales tratadas al cuerpo receptor.</p>		

	<p>Reducción en el agua residual infiltrada a los mantos acuíferos en el Cantón.</p> <p><u>Cierre:</u></p> <p>Descargas de efluentes sin tratar al cuerpo receptor.</p>		
<u>VEGETACIÓN</u>	<p><u>Construcción:</u></p> <p>Tala de cafetos del terreno destinado para albergar las instalaciones de la planta de tratamiento</p> <p><u>Operación:</u></p> <p>Se controlará la vegetación en el terreno de la planta</p> <p>Aumento de la vegetación en los márgenes del cuerpo receptor.</p> <p><u>Cierre:</u></p> <p>Contaminación de la flora en los márgenes del cuerpo receptor.</p>		
<u>FAUNA</u>	<p><u>Construcción:</u></p> <p>Las aves, pequeños mamíferos y reptiles que habiten en el terreno se verán desplazados a nuevas áreas.</p> <p><u>Operación:</u></p> <p>Reducción en la proliferación de vectores en el área urbana del cantón.</p> <p>Aumento de la fauna en el cuerpo receptor y sus márgenes.</p> <p><u>Cierre:</u></p> <p>Contaminación de fauna en cuerpo receptor y sus márgenes.</p> <p>Proliferación de vectores en el cuerpo receptor.</p>		
<u>AIRE</u>	<p><u>Construcción:</u></p> <p>Emisiones de gases de la maquinaria utilizada.</p> <p>Aumento de partículas suspendidas en el aire.</p>		

	<p><u>Operación:</u></p> <p>Malos olores en las zonas aledañas a la planta de tratamiento por operación inadecuada de los elementos de la misma.</p> <p><u>Cierre:</u></p> <p>Malos olores en el cuerpo receptor al recibir vertidos sin tratamiento adecuado.</p>		
<p><u>MEDIO SOCIO ECONÓMICO</u></p>	<p><u>Construcción:</u></p> <p>Malestar de la población por incomodidades generadas por la construcción. Incremento en enfermedades respiratorias debido a partículas suspendidas y contaminantes en el aire.</p> <p><u>Operación:</u></p> <p>Incomodidades por malos olores en el área cercana a la planta de tratamiento. Desconfianza de la población en la calidad del efluente vertido al cuerpo receptor. Incremento en el valor de las propiedades urbanas del Cantón. Incremento en la dotación de consumo de agua potable por el uso de artefactos sanitarios. Aumento de la calidad de vida de la población por la disminución de los vertidos de aguas residuales sin tratar a las calles. Disminución de enfermedades gastrointestinales</p> <p><u>Cierre:</u></p> <p>Incremento en enfermedades gastrointestinales en comunidades aledañas al cuerpo receptor aguas abajo del punto de descarga.</p>		

VI.1 POSIBLES ACCIDENTES, RIESGOS Y CONTINGENCIAS.

Indique los posibles accidentes, riesgos y contingencias que puedan ocasionarse en las diferentes etapas del proyecto (construcción, operación o cierre).

Accidentes laborales durante la construcción del proyecto.
Accidentes laborales durante la operación del proyecto.
Disminución en la eficiencia de la planta de tratamiento por mala operación.
Características del efluente por encima de los valores considerados para el diseño de la planta.
Descargas de aguas residuales industriales sin tratar al sistema de alcantarillado.
Generación de malos olores por operación inadecuada de la planta de tratamiento.
Abandono del proyecto
Posibles explosiones por generación de gas metano dentro de las tuberías.
Posibles enfermedades respiratorias y contagiosas en el personal de operación y mantenimiento.

VII. MARCO LEGAL APLICABLE (A nivel Nacional, Sectorial y Municipal)

<ul style="list-style-type: none"> • Art. 22 De la ley del medio Ambiente el cual dicta: El titular de toda actividad, obra o proyecto que requiera de permiso ambiental, deberá presentar al Ministerio el formulario ambiental que ésta requiera con la información que se solicite.
<ul style="list-style-type: none"> • Reglamento sobre la calidad del agua, el control de vertidos y las zonas de protección
<ul style="list-style-type: none"> • Normas Técnicas de ANDA

NOTA: En caso de existir en el marco legal (Nacional, Sectorial y Municipal), una norma que prohíba expresamente la ejecución de la actividad, obra o proyecto en el área propuesta, la tramitación realizada ante éste Ministerio quedará sin efecto.

13. DECLARACION JURADA

El suscrito _____ en calidad de titular del proyecto, doy fe de la veracidad de la información detallada en el presente documento, cumpliendo con los requisitos de ley exigidos, razón por la cual asumo la responsabilidad consecuente derivada de esta declaración, que tiene calidad de declaración jurada.

Lugar y fecha: _____

Nombre del titular (propietario)

Firma del titular (propietario)

La presente no tiene validez, sin nombres y firma del propietario o su representante legal debidamente acreditado.

**SOLO PARA USO OFICIAL: MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS
NATURALES**

DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL

I. ANALISIS AMBIENTAL

A. LA INFORMACIÓN SUMINISTRADA EN EL FORMULARIO AMBIENTAL ES:

A.1 CANTIDAD DE INFORMACIÓN: [] COMPLETA [] INCOMPLETA

A.2 CALIDAD DE LA INFORMACIÓN: [] BUENA [] REGULAR [] INCOMPLETA

B. RESULTADO DE LA INSPECCIÓN TÉCNICA AL SITIO DE LA ACTIVIDAD, OBRA O PROYECTO

Se deberán indicar los posibles efectos generados por las actividades de cada etapa, así como las medidas ambientales previsibles para prevenirlos, atenuarlos, corregirlos o compensarlos.

ETAPAS	ACCIONES TÍPICAS	DESCRIPCIÓN / MÉTODO	EFECTOS POTENCIALES (Positivos y Negativos)	MEDIDAS AMBIENTALES PREVISIBLES
CONSTRUCCIÓN (INCLUYE PREPARACIÓN DEL SITIO)				

ETAPAS	ACCIONES TÍPICAS	DESCRIPCIÓN / MÉTODO	EFECTOS POTENCIALES (Positivos y Negativos)	MEDIDAS AMBIENTALES PREVISIBLES
FUNCIONAMIE NTO				

C. DICTÁMEN TÉCNICO

FECHA: / /

TÉCNICO RESPONSABLE DE LA DIRECCIÓN DE GESTIÓN AMBIENTAL:

CAPITULO XII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1 Conclusiones respecto al sistema de alcantarillado sanitario

- La implementación del sistema de alcantarillado sanitario es de mucha importancia, debido a que con él, se mitigarán los impactos negativos, generados por las aguas residuales producto de la actividad humana, que actualmente se descargan sin ningún tratamiento a las calles, avenidas y quebradas en la zona nor – oriente del casco urbano del municipio.
- El diseño de la red de alcantarillado, se ha logrado desarrollar de tal forma que trabaje enteramente por gravedad, sin necesidad de elementos de bombeo en ningún punto. Esto es importante debido a que el proyecto es con orientación estrictamente social, por lo que los costos juegan un papel sumamente importante para su viabilidad de ejecución y mantenimiento futuro.
- Con la red de alcantarillado sanitario se ha logrado cubrir el 99.7% de la totalidad de las viviendas existentes, en todos los sectores del área nor - oriente del casco urbano del municipio de Quezaltepeque, y el restante 0.3% se cubrirá con los sistemas alternativos de fosas sépticas y/o letrina abonera seca familiar (LASF); considerando un incremento poblacional para veinte años a través de una proyección geométrica de población.
- Dada la topografía del lugar, se hace estrictamente necesario el contar con los derechos de servidumbre para evacuar las aguas residuales hasta el lugar propuesto para la ubicación de la planta de tratamiento. Si no fuera factible el lograr dichos derechos, se hará necesario reubicar la planta de tratamiento, obligando al rediseño de la red.
- La ejecución de un proyecto de sistema de alcantarillado de aguas residuales lleva implícito un aumento en la calidad de vida de la

población de la zona nor – oriente del casco urbano del Municipio de Quezaltepeque y una disminución de la proliferación de las enfermedades ocasionadas por vectores y bacterias que se desarrollan en las aguas residuales.

- El monto estimado para la realización del proyecto de alcantarillado sanitario asciende a \$ 4,024,389.05, este monto es el resultado de tomar en cuenta todos los rubros que se consideran necesarios para una ejecución satisfactoria del proyecto.
- El presupuesto estimado de la obra, es para el período en el cual se ha desarrollado este estudio, por lo que tendría que ser ajustado en el futuro al momento de realizar el proyecto.
- La elaboración del diseño hidráulico, a pesar de la topografía del lugar, en su totalidad se mantiene dentro de los intervalos de velocidad y pendientes normados por ANDA.

12.2 Conclusiones respecto al sistema de tratamiento de agua residual

- Se propusieron dos alternativas para el tratamiento de las aguas residuales: una planta con filtros percoladores sin recirculación, y una planta con filtros percoladores con recirculación. La selección de la planta sin recirculación se debe al resultado de la evaluación técnica y económica a la que fueron sometidas las alternativas.
- El sistema de tratamiento para las aguas residuales diseñado, es el de una planta con filtros percoladores sin recirculación que se desarrollará en dos módulos el primero consta de los siguientes elementos: Como pre - tratamiento un sistema de rejillas, desarenador y medidor de caudal Parshall. Como tratamiento primario tres sedimentadores. Como tratamiento secundario un sistema de filtros percoladores seguidos de tres sedimentadores secundarios. Para el tratamiento de lodos tres digestores de lodos y cuatro patios de secado.
- El segunda módulo de la planta de tratamiento consistirá de los siguientes elementos: el pre – tratamiento es el mismo considerado para los dos módulos. Como tratamiento primario un sedimentador. Como tratamiento secundario un sistema de filtros percoladores seguidos de un sedimentador secundario. Para el tratamiento de lodos un digestor de lodos y dos patios de secado.
- El punto propuesto para la construcción de la planta depuradora de aguas residuales está ubicado a mas de 120 metros del límite urbano norte del casco urbano (ultima vivienda), ya que en ese lugar pueden ser colectadas la totalidad de las aguas residuales, permitiendo construir una infraestructura que funcionará con la necesidad de equipo de bombeo.

- El terreno propuesto en el que se proyecta estará ubicada la planta de tratamiento se preparará para que las condiciones en su funcionamiento se lleve a cabo por gravedad en su generalidad.
- El sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto está diseñado para una vida útil de 15 años, alcanzando a esa fecha su eficiencia óptima. Cumplido su período de diseño podrá seguir funcionando tratando caudales mayores que los de diseño aunque a una eficiencia menor.
- El efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales será descargado al río Sucio a través de una quebrada colindante al terreno. Dicho efluente no causará mayores alteraciones a las condiciones del cuerpo receptor si es operada eficientemente de acuerdo al manual de operación y mantenimiento de la misma, ya que el efluente cumplirá con los estándares de calidad que la norma exige.
- Debido a la distribución del nivel socioeconómico en las familias que habitan los sectores, donde la introducción de la red de alcantarillado sanitario no es factible, es acertada la doble propuesta de los sistemas de fosa séptica y letrina abonera; ya que de esta forma, queda a criterio de las personas, optar por cualquier método según su capacidad económica.
- El monto estimado para la realización del proyecto en su primer modulo asciende a \$ 1,379,002.28 lo que implica un costo de 12,281.54 dólares por cada l/s de agua residual tratada, en cambio el monto para el segundo modulo asciende a un total de \$ 663,416.08 lo que significa un costo de 17,725.36 dólares por cada l/s de agua residual tratada. Estos montos son el resultado de tomar en cuenta los rubros que se consideran necesarios para una ejecución satisfactoria del proyecto.

- El presupuesto estimado de la obra, es para el período en el cual se ha desarrollado este estudio, por lo que tendría que ser ajustado en el futuro al momento de realizar el proyecto.
- La operación de la planta de tratamiento debe realizarse de acuerdo a lo establecido en el manual de operación y mantenimiento de la misma, para cumplir con los valores máximos permitidos por la norma del CONACYT “Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor”. Por lo cual al inicio del proyecto será necesario realizar muestreos compuestos para conocer la caracterización de las aguas residuales y con ello realizar los ajustes necesarios en la operación de los elementos para lograr su óptimo funcionamiento.

12.3 Recomendaciones respecto al sistema de alcantarillado sanitario

- Se recomienda que se desarrolle el diseño de la red de aguas lluvias, ya que sería apropiado tomar en cuenta éste estudio al momento de desarrollar el proyecto de alcantarillado sanitario, con el fin de evitar efectos de interferencias entre ambos sistemas.
- Se recomienda respetar los diámetros y pendientes establecidas en el diseño, pues cualquier variación cambiará las condiciones hidráulicas del diseño, lo que podría originar rebalses en la red u obstrucciones en sectores específicos.
- Se recomienda realizar un estudio de suelos, previo al inicio de la construcción de la red.
- Se recomienda a la Alcaldía Municipal de Quezaltepeque crear ordenanzas municipales, en las que se prohíba estrictamente el depósito de cualquier tipo de desecho en el río Sucio, y en las que se exija que las viviendas que tengan acceso a la red de alcantarillado sanitario, se integren a ésta; y que aquellas viviendas que no tengan dicho acceso, utilicen los sistemas alternativos de fosa séptica con pozo resumidero o letrina abonera seca familiar, propuestas en este trabajo.
- Se recomienda realizar un plan de desarrollo territorial para identificar las posibles zonas de desarrollo del Casco Urbano del municipio de Quezaltepeque, implementando además una ordenanza que exija a los titulares de proyectos urbanísticos su conexión a la red de alcantarillado o la construcción, operación y mantenimiento de sus propios sistemas de tratamiento.

- Para un funcionamiento eficiente de la red de alcantarillado sanitario, es indispensable que reciba un mantenimiento adecuado, de acuerdo a lo contemplado en el manual de operación y mantenimiento para el alcantarillado sanitario contenido en el presente trabajo.
- Se recomienda que la Alcaldía Municipal de Quezaltepeque vigile que las viviendas no conecten su sistema de drenaje de aguas lluvias a la red de alcantarillado para evitar que ésta se sature y se provoquen daños en la misma.
- Se recomienda que la Alcaldía Municipal de Quezaltepeque en conjunto con la Unidad de Salud deberán orienten a la población para el correcto uso del sistema de alcantarillado sanitario, esto mediante el uso de charlas y folletos informativos o cualquier otro método que se considere oportuno, además de monitorear su correcto funcionamiento.
- En vista de que los costos de mano de obra es uno de los factores que encarecen el proyecto, se recomienda recurrir al recurso de participación de las colonias beneficiadas.

12.4 Recomendaciones respecto al sistema de tratamiento

- Para el buen funcionamiento de la planta se recomienda seguir lo establecido en el manual de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales, presentado en este trabajo de graduación.
- Es necesario que se este desarrollando continuamente aforos y análisis de la calidad del agua para determinar la eficiencia y para establecer cuando será necesario el desarrollo del segundo módulo de la planta de tratamiento, es decir, dar continuidad al decreto 39.
- Se recomienda el diseño y construcción de una fosa séptica, para tratar el efluente de los patios de secado de lodos utilizando para su diseño el caudal de dicho efluente mediante aforos y el originado de la caseta de vigilancia, ya que solamente de esta manera se garantizará una fosa séptica con un volumen y capacidad de tratamiento adecuados.
- La limpieza de la fosa séptica debe ser realizada por personal calificado en un intervalo de tiempo de dos años como mínimo, para garantizar el buen funcionamiento y durabilidad de la misma y reducir los riesgos de accidentes, en personas inexpertas, por el desconocimiento de las medidas preventivas correspondientes.
- Es recomendable la instalación de un tanque de compensación a la entrada del pre - tratamiento con la finalidad de regular las variaciones horarias de caudal que se producirán en el efluente, para fines de estudio el volumen aproximado del tanque propuesto es igual a 1670 m^3 calculado a partir de una distribución teórica del caudal.

BIBLIOGRAFIA

- “Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Ingeniería Ambiental”. Terence J. McGhee. Sexta Edición, 1999
- Alcaldía Municipal de Quezaltepeque. Año 2008
- “Diagnostico sobre la situación de agua y saneamiento en El Salvador”. Red de Agua y Saneamiento de El Salvador (RASES), El Salvador, 2001.
- “Especificaciones técnicas para la construcción de sistemas de alcantarillado”. OPS/ CEPIS, Lima, 2005.
- “Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización”, OPS/ CEPIS, Lima 2005
- “Guía para el manejo de excretas y aguas residuales municipales”, Doreen Brown Salazar PROARCA/SIGMA, 2004
- “Guía técnica sanitaria para la instalación y funcionamiento de sistemas de tratamiento individuales de aguas negras y grises”. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, San Salvador, El Salvador, marzo 2009.
- “Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado”. OPS/CEPIS, Lima, 2005.
- “Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del instituto nicaragüense de acueductos y alcantarillados”.
- <http://www.ridgid.com>
- <http://www.ads.com>
- “Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales”, Fair, Geyer, Okun.

- “Manual de arranque, operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de aguas residuales de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)”. OPS/OMS. Lima, Perú. 1995.
- “Manual de Hidráulica”, J.M. de Azevedo Netto, Guillermo Acosta, 1ª Edición, 1976.
- Metcalf & Eddy. “Tratamiento y depuración de las Aguas Residuales”. España, Primera Edición. Editorial Labor S.A.
- Metcalf & Eddy., "Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización", Volúmenes 1 y 2, Editorial McGraw-Hill. 1997, Tercera Edición, 752 páginas, México, D.F.
- “Metodología para la evaluación de alternativas de tratamiento de aguas residuales para pequeñas comunidades”, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. Concepción, 2003.
- Norma Boliviana NB 688 “Instalaciones sanitarias - alcantarillado sanitario, pluvial y tratamiento de aguas residuales” Dirección General de Saneamiento Básico (DIGESBA), Bolivia Diciembre de 2001.
- “Norma Salvadoreña, sobre la Descarga a un Cuerpo Receptor”. Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT).
- “Norma técnica sanitaria para la instalación, uso y mantenimiento de letrinas secas sin arrastre de agua”. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, San salvador, el salvador, octubre 2004.
- “Normas Técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados” (ANDA), 1998.

- Operación y mantenimiento de plantas de tratamiento de agua. “Manual de capacitación para operadores”. OPS/CEPIS/PUB. Lima, 2000.
- “Reglamento Especial de Aguas Residuales” (Decreto 39). El Salvador, 2000.
- “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” (ACI 318S-05). American Concrete Institute. FARMINGTON HILLS, MICHIGAN. USA
- Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).
- Trabajo de Graduación “Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de Atiquizaya, Departamento de Ahuachapán”, Universidad de El Salvador
- Trabajo de Graduación “Manual de operación y mantenimiento de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas”. Universidad de El Salvador, 2000.
- Trabajo de Graduación “Manual para el diseño de Unidades de tipo Biológico en plantas de Tratamiento de aguas Residuales”. Universidad de El Salvador, 2008.
- Trabajo de Graduación “Propuesta de diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales para el cantón La Majada, departamento de Sonsonate” Universidad de El Salvador 2008.
- Trabajo de Graduación “Propuesta para la gestión de los efluentes líquidos de origen domestico en proyectos urbanístico” Universidad de El Salvador, 2006.

- Trabajo de Graduación: “Diseño de la Red de Aguas Residuales para la Ciudad de Santo Tomás del Departamento de San Salvador”. Universidad de El Salvador, 2005.
- Trabajo de Graduación: “Propuesta De Diseño De Alcantarillado Sanitario Para La Zona Urbana Del Municipio De San Buenaventura, Departamento De Usulután”. Universidad de El Salvador, 2003.
- Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones, Editorial McGraw-Hill, 776 páginas, Colombia.

ANEXOS

ANEXO # 1

PERFIL CLIMATOLOGICO DE QUEZALTEPEQUE



INFORME CLIMATOLOGICO DE QUEZALTEPEQUE

La ciudad de Quezaltepeque se encuentra ubicada al noreste del valle de San Andrés y al norte del volcán de San Salvador, en la zona central del país, esta caracterizada por terrenos en planicie y alomados, los suelos son arenosos y francos, con cultivos básicos (cereales), caña de azúcar y frutales en los alrededores.

La región donde se ubica la estación se zonifica climáticamente según Koppen, Sapper y Laurer como **Sabana Tropical Caliente ó Tierra Caliente** (0 – 800 msnm) la elevación es determinante (450 msnm)

Considerando la regionalización climática de Holdridge, la zona de interés se clasifica como **“Bosque húmedo subtropical, transición a tropical”** (con biotemperatura > 24 °C)

Los rumbos de los vientos son predominantes del Norte durante la estación seca y del oeste en la estación lluviosa, la brisa marina del Sur y Sureste ocurre después del mediodía, la velocidad promedio anual es de 5.5 km/h.

En vista de que en esta zona no hay estación climatológica, se presenta un cuadro resumen de promedios mensuales de las variables más importantes de la estación más cercana (15 Kms aproximadamente), con condiciones climáticas similares y una diferencia de 10 metros de altura:

A continuación se presenta un cuadro resumen de promedios mensuales de las variables más importantes:

ESTACION:		SAN ANDRES				LATITUD NORTE:		13° 48.5'					
INDICE:		L-4				LONGITUD OESTE:		89° 24.4'					
DEPARTAMENTO:		LA LIBERTAD				ELEVACION :		460 msnm					
Año/Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
Precipitación (mm)	4	4	12	51	161	281	317	316	298	153	39	8	1644
Temp. Promedio (°C)	22.8	23.6	24.9	25.8	25.5	24.5	24.4	24.3	23.9	23.8	23.2	22.7	24.1
Temp. Máx. Promedio (°C)	31.6	34.1	34.7	35.7	33.1	31.8	31.6	32.0	31.0	31.2	31.0	32.4	32.5
Temp. Min. Promedio (°C)	14.7	16.1	16.2	19.0	20.9	19.8	19.7	20.0	20.1	20.0	17.0	16.7	18.4
Temp. Máxima Absoluta(°C)	37.2	37.5	39.6	39.5	39.5	36.7	35.9	36.5	36.5	36.0	35.2	35.5	37.1
Temp. Mínima Absoluta(°C)	11.0	12.0	12.0	12.5	18.5	18.5	17.5	17.5	18.0	16.0	14.5	13.0	15.1
Temp. Humeda Prom. °C	18.5	18.8	20.1	21.6	22.2	22.3	21.9	22.0	22.0	21.6	20.1	19.0	20.8
Luz Solar hr/día	9.4	9.4	8.9	8.2	7.6	6.4	8.0	7.8	6.1	7.0	8.2	9.2	8.0
Humeda Relativa (%)	68	65	67	69	76	79	79	79	82	80	75	74	74.4
Nubosidad en /10	3.0	3.2	4.2	5.7	6.7	7.5	7.0	7.4	7.8	7.1	4.6	2.6	5.6
Evapotranspiración Potencial (mm)	130	134	167	171	165	144	152	151	132	133	123	124	1726
Viento Rumbo Dominante	N	N	W	W	W	W	NE-W	NE	W	W	W	N	W
Viento Veloc. Media Km/hr	6.0	7.1	7.6	7.4	6.0	4.7	4.5	4.3	4.3	4.1	4.6	5.4	5.5

Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales, Servicio Meteorológico Nacional, CIAGRO

ANEXO # 2

RESULTADO DE ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICOS DEL EFLUENTE

San Salvador, 20 de Mayo de 2008.

SEÑOR
LUIS SANCHEZ
2da. Y 4ta. CALLE ORIENTE # 39 Bo SAN ANTONIO CHALATENANGO



CODIGO DE MUESTRA : 327S
NÚMERO DE PÁGINA DE REPORTE : 1/2
FECHA DE RECIBO DE MUESTRA : 7-5-08
ATENCIÓN : SR. SANCHEZ

Estimado Sr. Sánchez:

Por medio de la presente estamos informando los resultados de Análisis Químicos efectuados a:

RESULTADO DE ANALISIS QUIMICOS

TIPO DE MUESTRA : AGUA NEGRA CRUDA
FECHA DE TOMA DE MUESTRA : 7-5-08
FECHA DE FINALIZACIÓN DEL ANALISIS : 12-5-08
PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : DECARGA DE ALCANTARILLADO, DEL CASCO URBANO DE QUEZALTEPEQUE
TIPO DE TOMA DE MUESTRA : PUNTUAL
MUESTRA TOMADA POR : SR SANCHEZ
APARIENCIA DE LA MUESTRA : AMARILLENTO, BLANQUECINA TURBIA CON SOLIDOS

<u>ANALISIS</u>	<u>Resultado</u>	<u>Expresado como</u>	<u>Método de Análisis</u>
Aceites y Grasas*	: 13.8	ppm	Extracción hexano(2)
Demanda Bioquímica de Oxígeno*	: 120.0	ppm O ₂	ref.APHA5210B(1)
Demanda Química de Oxígeno*	: 421.3	ppm O ₂	ref.APHA5220C(1)
Sólidos Suspendedos Totales*	: 307.4	ppm	ref.APHA2540D(1)
Sólidos Totales	: 788.0	ppm	ref.APHA2540D(1)
Sólidos Totales disueltos	: 480.6	ppm	Por diferencia
pH*	: 6.98(27.2°C)	Unidades	ref.APHA4500HB(1)
Sólidos Sedimentables*	: 3.5	mL/L	ref.APHA2540F(1)

PAGINA 2/2

CODIGO 327S

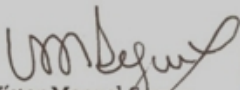
NOTA:

ND	:	No Detectable	
ppm	:	mg/L	
Metodologías de Análisis	:	APHA-AWWA-WEF, 1998	(1)
	:	EPA, N° 1664, 1999	(2)
	:	ANALISIS ACREDITADO	*

Los resultados corresponden a la muestra indicada en procedencia y en código. La reproducción parcial de este documento debe ser autorizada por el Laboratorio.

Agradeciendo su atención a la presente, nos suscribimos de usted,

Atentamente,
ESPECIALIDADES INDUSTRIALES, S.A. DE C.V.


Lic. Víctor Manuel Segura
Químico Industrial
Jefe de Laboratorio Químico



Nuestro Laboratorio cuenta con un sistema de Calidad fundamentado en la Norma NSR ISO/IEC 17025:2005, con el fin de proporcionar a nuestros clientes garantía y seguridad en los resultados y está Acreditado por el CONACYT para realizar servicios de análisis físico químicos en agua establecidos en el ambito de acreditación, bajo el Registro No. LEA-02:99

ANEXO HOJAS 2- 7/39

**PLANOS DE PLANIMETRIA Y ALTIMETRIA DE LA ZONA
DE ESTUDIO AL NOR - ORIENTE DEL CASCO URBANO**

ANEXO HOJAS 8- 13/39

**PLANOS DEL ALCANTARILLADO SANITARIO EN LAS
ZONAS UBICADAS AL NOR – ORIENTE DEL CASCO
URBANO DE QUEZALTEPEQUE**

ANEXO HOJAS 14- 25/39

**PLANOS DE PERFILES DEL ALCANTARILLADO
SANITARIO EN LAS ZONAS UBICADAS AL NOR –
ORIENTE DEL CASCO URBANO DE QUEZALTEPEQUE**

ANEXO # 3

**FORMULARIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA LA
PLANTA DE TRATAMIENTO**

TABLA DE CAUDALES PARA DIFERENTES TIRANTES EN EL PARSHALL

Tirante H (cms)	Caudal Q (m3/s)
8.3	9.7128
8.4	9.8924
8.5	10.0731
8.6	10.255
8.7	10.438
8.8	10.6221
8.9	10.8074
9	10.9937
9.1	11.1811
9.2	11.3697
9.3	11.5593
9.4	11.75
9.5	11.9418
9.6	12.1347
9.7	12.3286
9.8	12.5236
9.9	12.7196
10	12.9167
10.1	13.1149
10.2	13.3141
10.3	13.5143
10.4	13.7156
10.5	13.9179
10.6	14.1212
10.7	14.3255
10.8	14.5309
10.9	14.7372
11	14.9446
11.1	15.1529
11.2	15.3623
11.3	15.5727

Tirante H (cms)	Caudal Q (m3/s)
11.4	15.784
11.5	15.9963
11.6	16.2096
11.7	16.4239
11.8	16.6392
11.9	16.8554
12	17.0726
12.1	17.2908
12.2	17.5099
12.3	17.73
12.4	17.951
12.5	18.1729
12.6	18.3958
12.7	18.6197
12.8	18.8445
12.9	19.0702
13	19.2968
13.1	19.5244
13.2	19.7529
13.3	19.9823
13.4	20.2126
13.5	20.4439
13.6	20.676
13.7	20.9091
13.8	21.1431
13.9	21.3779
14	21.6137
14.1	21.8503
14.2	22.0879
14.3	22.3263
14.4	22.5656

Tirante H (cms)	Caudal Q (m3/s)
14.5	22.8058
14.6	23.0469
14.7	23.2889
14.8	23.5317
14.9	23.7754
15	24.02
15.1	24.2654
15.2	24.5117
15.3	24.7589
15.4	25.0069
15.5	25.2558
15.6	25.5055
15.7	25.7561
15.8	26.0075
15.9	26.2597
16	26.5129
16.1	26.7668
16.2	27.0216
16.3	27.2772
16.4	27.5337
16.5	27.7909
16.6	28.0491
16.7	28.308
16.8	28.5678
16.9	28.8283
17	29.0897
17.1	29.3519
17.2	29.615
17.3	29.8788
17.4	30.1435
17.5	30.4089

Tirante H (cms)	Caudal Q (m3/s)
17.6	30.6752
17.7	30.9423
17.8	31.2101

FORMULARIO A: CONDICIONES GENERALES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

NOMBRE DE LA PLANTA: _____

OPERADOR/A CARGO _____ DIA: _____ MES: _____ AÑO: _____

➤ **Caudal, pH y temperatura de entrada a la planta**

PRIMERA MEDICIÓN			
PROFUNDIDAD (Metros)	CAUDAL (de tablas)	pH	TEMPERATURA

SEGUNDA MEDICIÓN			
PROFUNDIDAD (Metros)	CAUDAL (de tablas)	pH	TEMPERATURA

NOTA: Realizar la primera medición al iniciar el turno y la segunda al finalizarlo.

➤ **Condiciones generales a la salida de la planta de tratamiento**

CONSUMO DIARIO DE ENERGIA ELECTRICA KW/H:	
HORA/TIEMPO DE DESCARGA DE LODOS:	
CALIDAD DEL EFLUENTE	
DBO (mg/l)	
DQO (mg/l)	
SOLIDOS SEDIMENTABLES (mg/l)	
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES (ml/l)	
ACEITES Y GRASAS (mg/l)	

DAÑOS EN LA INFRAESTRUCTURA DETECTADOS EN LAS UNIDADES:

CASOS FORTUITOS:

ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA Y ACCIONES CORRECTIVAS QUE TENGAN QUE REALIZARSE DE INMEDIATO:

NOTA: Para controlar el volumen de lodo purgado, se debe observar éste en la caja de registro, el lodo sedimentado tendrá consistencia pastosa, cuando se observe que sale mas agua que lodo del tanque deben cerrarse las válvulas.

FORMULARIO B: FORMULARIO PARA ENVIO DE MUESTRA A LABORATORIO**“Información para acompañar el frasco o recipiente con la muestra recolectada de aguas residuales”**

Institución (municipalidad): _____

Dirección: _____

Teléfonos: _____ Fax: _____

Nombre de persona que remite la muestra: _____

Cargo: _____

Nombre / Identificación de Planta: _____Punto de recolección de la muestra:

Temperatura: _____

Tipo de agua residual colectado:

Cruda o sin tratar Tratada

Tipo de muestra:

Puntual Compuesta Otro

Tipo: _____

Fecha de toma de la muestra: _____

Fecha de remisión de la muestra: _____

Información adicional:

ANEXO HOJA 26/39

PLANO DE FOSA SEPTICA Y LASF

ANEXO HOJAS 27-29/39

**PLANOS DE DISTRIBUCION DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO**

ANEXO HOJAS 30-39/39

**PLANOS DE DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LA
PLANTA DE TRATAMIENTO**