

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



**“REDISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO, ALCANTARILLADO PLUVIAL Y
PROPUESTA DE DISEÑO DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA
CIUDAD DE ARMENIA”**

PRESENTADO POR:

**GINELLY VERALIZ LOPEZ RODRIGUEZ
FRANCISCO ALEXANDER RODRIGUEZ CARRANZA**

PARA OPTAR AL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2012.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIA GENERAL:

DRA. ANA LETICIA ZAVALA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

Ph.D EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

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

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

**“REDISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO, ALCANTARILLADO PLUVIAL Y
PROPUESTA DE DISEÑO DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA
CIUDAD DE ARMENIA”**

Presentado por:

**GINELLY VERALIZ LOPEZ RODRIGUEZ
FRANCISCO ALEXANDER RODRIGUEZ CARRANZA**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

MSc. e Ing. Ricardo Ernesto Herrera Mirón
Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes
Ing. Edwin Santiago Escobar Rivas

San Salvador, Agosto de 2012.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes directores:

MSC. E ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES

ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS

AGRADECIMIENTOS

Al concluir nuestro trabajo de graduación queremos manifestar públicamente nuestros agradecimientos a:

Nuestros Asesores:

Ing. Ricardo Ernesto Herrera Mirón

Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes

Ing. Edwin Santiago Escobar Rivas

Por su colaboración y orientación durante el desarrollo del trabajo de graduación.

Al Alcalde de la ciudad de Armenia:

Ing. Carlos Molina

Por su confianza y colaboración en la elaboración del presente trabajo.

Al Lic:

Luis Menéndez

Por su invaluable apoyo y ayuda que nos brindó en todo momento para la realización de este Trabajo de Graduación.

A nuestros compañeros y amigos que de una manera u otra colaboraron en la realización de este Trabajo de Graduación.

DEDICATORIA

En primer lugar quiero agradecer a Dios Todopoderoso por permitirme culminar mi carrera y lograr así cumplir una meta más en mi vida, por darme la sabiduría, paciencia y fortaleza necesaria en cada momento.

A mis padres José Antonio y Leticia, por su apoyo incondicional, el incalculable esfuerzo hecho para poder darme estudio, que es la mejor herencia que pude recibir, sus consejos y enseñanzas que me han guiado por el camino correcto, pero sobre todo el amor que me han brindado ya que sin ellos este logro no sería posible.

A mi hermana Claudia, por darme su cariño, comprensión y apoyo en todo momento, por tenerme paciencia y por darme ánimos cuando más lo necesité.

A Pablo, por brindarme su apoyo, por darme una palabra de aliento cuando la necesitaba, por celebrar conmigo triunfos y consolarme en mis fracasos.

A mi familia y amigos ya que sé que comparten conmigo alegrías y tristezas, gracias por brindarme su apoyo.

GINELLY LOPEZ

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO: Por darme sabiduría, animo y fuerza para llevar a término este trabajo de graduación y así permitirme culminar mi carrera, mi sueño.

A MIS PADRES: Carmen de Rodríguez y Francisco Rodríguez por su inmenso esfuerzo, sacrificio y dedicación para mantener mi estudio, por apoyarme cuando mas lo necesitaba y animarme a seguir adelante a pesar de cualquier dificultad. Por ser uno de mis motivos para siempre continuar.

A MI HERMANO: Henry Escalante por su continuo apoyo y aliento en todo lo posible, por su compañía, consejos y cuidados que tuvo al guiarme de la adolescencia a la juventud como un padre, gracias.

A MI FAMILIA Y AMIGOS: Por sus oraciones, consejos y cuidados. Por cada pan en mi mesa, cada abrazo y sonrisa que me daban fortaleza para seguir en pie, en especial a Jonatán Rodríguez quien siempre prestó su oído a mis palabras y a Roxana Cárcamo quien me llena de alegría y fuerza cada día para nunca rendirme.

“Porque yo Jehová soy tu Dios, que te toma de tu mano derecha, y te dice: No temas, yo te ayudo”

Isaías 41:13

FRANCISCO RODRIGUEZ

Contenido

CAPITULO I:.....	1
1.1. INTRODUCCION.....	2
1.2. ANTECEDENTES.....	3
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.4. OBJETIVOS.....	5
1.5. ALCANCES.....	6
1.6. LIMITACIONES.....	8
1.7. JUSTIFICACION.....	8
CAPITULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	11
2.1. Alcantarillado Pluvial (drenaje de aguas lluvias).....	12
2.1.1. Descripción del Alcantarillado Pluvial.....	12
2.1.2. Componentes de la red de alcantarillado pluvial.....	12
2.1.3. Consideraciones de velocidad y pendiente.....	22
2.1.4. Normativa de diseño.....	23
2.1.5. Metodología de diseño.....	23
2.1.5.1. Método racional.....	25
2.1.5.2. Coeficiente de Escorrentía.....	27
2.1.5.3. Intensidad de lluvia.....	29
2.1.5.4. Tiempo de concentración.....	30
2.1.5.5. Periodo de Retorno.....	30
2.1.5.6. Curvas de Intensidad - Duración y Frecuencia (Periodo de retorno) / Curvas IDF.	31
2.1.5.7. Área de Drenaje.....	31
2.2. Alcantarillado Sanitario.....	32
2.2.1. Descripción del Alcantarillado Sanitario.....	32
2.2.2. Componentes del Sistema de Alcantarillado Sanitario.....	33
2.2.3. Normativa.....	37
2.2.4. Trazo del sistema.....	37

2.2.5.	Localización de la descarga	37
2.3.	Planta de tratamiento de aguas residuales.	37
2.3.1.	Aguas residuales y sus características.....	37
2.3.2.	Tipos de aguas residuales.....	38
2.3.3.	Composición de las aguas residuales.....	40
2.3.4.	Características de las aguas residuales	42
2.3.4.1.	Medidas del contenido orgánico.....	46
2.3.5.	Fundamentos teóricos del tratamiento de aguas residuales.	52
2.3.6.	Métodos para el tratamiento de aguas residuales.....	53
2.3.7.	Tipos de tratamiento de aguas residuales domésticas.....	56
2.3.8.	Parámetros a considerar para la zona de ubicación de la planta de tratamiento... 73	
CAPITULO III: MONOGRAFIA DE LA CIUDAD DE ARMENIA.....		74
3.1.	Aspectos históricos.....	76
3.2.	Población	77
3.3.	Aspectos físicos	78
3.3.1.	Localización y colindancia.	78
3.3.2.	Extensión territorial	79
3.3.3.	Clima	79
3.3.4.	Orografía	79
3.3.5.	Hidrografía.....	81
3.4.	Servicios básicos.....	82
3.4.1.	Vías de acceso.....	82
3.4.2.	Infraestructura.....	82
CAPITULO IV: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL.....		90
4.1.	Cálculo de parámetros para el diseño del alcantarillado pluvial	91
4.1.1.	Caudal de diseño:.....	91
4.1.2.	Área tributaria de tramo (A):.....	92
4.1.3.	Coefficiente de escorrentía (Cp):	92
4.1.4.	Intensidad de lluvia (I):.....	96
4.1.5.	Diseño de las redes del alcantarillado pluvial.....	102

4.1.6.	Diseño de la RED II del alcantarillado pluvial.....	102
4.1.6.1.	Ejemplo de diseño de un colector.....	103
	Tablas de cálculo para alcantarillado pluvial.....	109
4.1.7.	Diseño estructural de pozos de concreto reforzado.....	122
4.1.7.1.	Cálculo de cargas de diseño:.....	122
4.1.7.2.	Detalle y diseño final para pozos estructurales:.....	130
4.2.	Presupuesto de la red de alcantarillado pluvial.....	131
4.2.1.	Tipos de presupuesto.....	131
4.2.2.	Elementos de un presupuesto:.....	131
4.2.3.	Consideraciones generales:.....	132
4.2.4.	Presupuesto del alcantarillado pluvial.....	134
	CAPITULO V: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO	136
5.1.	Consideraciones para el diseño del alcantarillado sanitario.....	139
5.2.	Disposición de la red de alcantarillado sanitario.....	141
5.2.1.	Descripción del sistema de alcantarillado sanitario.....	141
5.2.2.	Ubicación de los colectores.....	142
5.2.3.	Ubicación de los pozos de visita.....	143
5.3.	Diseño de red alcantarillado sanitario con base en normas de ANDA.....	144
5.3.1.	Población de diseño.....	144
5.3.1.1.	Calculo del índice de crecimiento del municipio.....	144
5.3.2.	Caudal de diseño.....	145
5.3.2.1.	Caudal de diseño para sistema 1.....	145
5.3.2.2.	Caudal de diseño para sistema 2.....	146
5.3.2.3.	Caudal de diseño para sistema 3.....	147
5.3.3.	Diseño de los colectores.....	149
	Tablas de cálculo para la red de alcantarillado sanitario.....	152
5.3.4.	TABLA DE PRESUPUESTO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO	130
	CAPITULO VI: DISEÑO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	167
6.1.	Ubicación de las plantas de tratamiento.....	169
6.2.	Caracterización de las aguas residuales.....	175

6.2.1.	Medición de parámetros.....	176
6.3.	Criterios de selección de alternativas de sistemas de tratamiento de aguas residuales. 182	
	Rango poblacional de aplicación.....	182
	Superficie necesaria	183
	Costos de operación y mantenimiento.	184
	Eficiencia en la remoción.....	185
	Impacto ambiental.	186
	Potencial de reutilización.	188
6.4.	Diseño de los componentes de las plantas de tratamiento de aguas residuales.	192
	Diseño de la planta de tratamiento N° 1	192
	Recomendaciones de diseño:	192
	a) Diseño del Canal de entrada:	194
	b) Diseño del desarenador:	199
	c) Diseño del medidor de caudal Parshall:.....	205
	d) Diseño del sedimentador primario tipo Dortmund.	209
	e) Diseño del Filtro Percolador	216
	f) Diseño del sedimentador secundario tipo Dortmund:	225
	g) Diseño del digestor de lodos.	230
	h) Patio de secado de lodos:	233
	i) Tanque séptico para las aguas provenientes del patio de secado.	234
	Diseño de la planta de tratamiento N° 2	236
	a) Diseño del Canal de entrada	236
	b) Diseño del desarenador	241
	c) Diseño del medidor de caudal Parshall.....	245
	d) Diseño del sedimentador primario tipo Dortmund.	245
	e) Diseño del Filtro Percolador	250
	f) Diseño del sedimentador secundario tipo Dortmund:	256
	g) Diseño del digestor de lodos.	259
	h) Patio de secado de lodos:	261

i) Tanque séptico para las aguas provenientes del patio de secado.	262
Diseño de la planta de tratamiento N° 3	264
a) Diseño del Canal de entrada	264
b) Diseño del desarenador	268
c) Diseño del medidor de caudal Parshall.....	272
d) Diseño del sedimentador primario tipo Dortmund.	274
e) Diseño del Filtro Percolador	277
f) Diseño del sedimentador secundario tipo Dortmund:	283
g) Diseño del digestor de lodos.	287
h) Patio de secado de lodos:	289
i) Tanque séptico para las aguas provenientes del patio de secado.	290
6.5. Manual de operación y mantenimiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.....	292
Generalidades.....	292
Requerimientos para el arranque de operación y mantenimiento.	293
Requerimientos de infraestructura y dispositivos de seguridad con que deben contar las plantas de tratamiento.....	295
Operación y mantenimiento del sistema preliminar.	298
<i>Rejillas</i>	298
<i>Desarenador</i>	301
<i>Medidores de caudal</i>	304
Operación y mantenimiento del Tratamiento Primario.....	305
<i>Tanque sedimentador primario tipo Dortmund</i>	305
Operación y mantenimiento del tratamiento secundario.....	309
<i>Filtro percolador biológico aerobio</i>	309
<i>Sedimentador secundario</i>	311
Operación y mantenimiento del digestor de lodos	311
Operación y mantenimiento de los patios de secado.	314
Programa de medición de parámetros de control.....	315
Muestreo	315

Informes operacionales.....	319
Formularios de funcionamiento para la planta de tratamiento.....	320
6.6. Presupuesto.....	327
Consideraciones generales:.....	327
6.6.1. Presupuesto para las plantas de tratamiento.....	329
CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	352
7.1. CONCLUSIONES:.....	354
7.2. RECOMENDACIONES:.....	358
ANEXOS.....	360
ANEXO 1: Especificaciones técnicas.....	361
<i>Generalidades</i>	361
<i>Seguridad del personal</i>	361
<i>Instalaciones provisionales</i> :.....	363
Locales de bodega y oficina.....	364
Servicios de energía eléctrica, agua potable e instalaciones sanitarias provisionales.....	366
Cercas protectoras.....	368
Local para comedor de obreros.....	368
<i>Limpieza, chapeo y detronconado</i>	368
<i>Trazo y nivelación</i>	370
<i>Terracería</i> :.....	373
Descapote.....	374
Excavación.....	374
Compactación con material selecto.....	378
Compactación con suelo cemento.....	379
Relleno con suelo cemento semi fluido (lodocreto).....	380
Desalojo de material.....	381
<i>Concreto</i> :.....	382
Composición:.....	383
Materiales.....	384
Procesamiento del concreto.....	386

Encofrado.....	393
Curado del Concreto.....	394
Reparación de defectos del colado.	394
<i>Acero de refuerzo:</i>	395
Preparación, colocación, protección, almacenamiento, reparación y pruebas del acero:	396
<i>Estructura metálica:</i>	398
<i>Albañilería:</i>	400
Morteros:.....	400
Repellos:.....	402
Afinados:.....	403
Pozos de visita:.....	404
Cajas tragantes:.....	406
Cajas de Registro:.....	406
<i>Mampostería:</i>	407
Mampostería de piedra:.....	407
Mampostería de ladrillo de barro.	409
Mampostería de bloques de concreto.	410
<i>Suministro e instalación de tuberías:</i>	412
Tubería de PVC (Cloruro de Polivinilo).....	412
Cajas de conexión.....	422
<i>Prueba hidráulica de Estanqueidad e infiltración:</i>	423
Tuberías de concreto.....	424
<i>Ruptura y reposición de pavimentos:</i>	425
Remoción y reparación de asfalto:.....	425
Desadoquinado y adoquinado:.....	426

CAPITULO I:

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

En El Salvador, debido a la contaminación que se han generado en la gran mayoría de los ríos, se afecta directamente a la población salvadoreña y al medio ambiente en general, por lo que, existe la necesidad de la construcción y uso de plantas de tratamiento de aguas residuales, en la mayoría de ciudades que no cuentan con este servicio y que vierten las aguas servidas directamente a los ríos, sin ningún tratamiento; además, debido a los múltiples desastres naturales que aquejan a nuestro país (lluvias torrenciales, inundaciones, terremotos, etc.), y abonado esto, la antigüedad de las redes de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial, agudizan el problema, a tal grado que, muchos de estos sistemas han sufrido graves daños, en diferentes zonas del país, los cuales, en la mayoría de los casos, no han sido reparados.

Es por eso que, en el presente Trabajo de Graduación se realizó un rediseño de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial del antiguo sistema de la ciudad de Armenia, que data de los años 60s; además se propuso el diseño de tres Plantas de Tratamiento de aguas residuales.

El contenido abarcó temas desde la obtención de datos históricos, toma de datos en campo, búsquedas de zonas aptas para la ubicación de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, hasta el análisis, manejo, depuración y presentación de resultados con los datos obtenidos.

Se presentaron los parámetros que fueron tomados en cuenta para el trabajo, el contenido que éste llevará, los resultados que se pretenden alcanzar y la importancia que conlleva su realización.

1.2. ANTECEDENTES

La ciudad de Armenia está situada a 24.5 kilómetros al este de la ciudad de Sonsonate, con una elevación de 515.0 metros sobre el nivel del mar. Cuenta con calles adoquinadas, pavimentadas y empedradas. Entre los servicios públicos con que cuenta, están: Alcaldía Municipal, Policía Nacional Civil, agua potable, telecomunicaciones, energía eléctrica, agencias bancarias, unidad de salud, centros educativos, cementerio, rastro, mercado y transporte colectivo.

Además la ciudad cuenta con sistema de alcantarillado sanitario y pluvial en el casco urbano, dicho sistema fue instalado en la década de 1960 cuando el área urbana solamente constaba de cinco barrios, hoy en día el casco urbano se ha expandido de manera considerable y se han desarrollado en la periferia gran cantidad de colonias que en la actualidad forman parte del área urbana, por lo que estas nuevas colonias no cuentan con servicio de alcantarillado sanitario y pluvial, viéndose en la necesidad de verter las aguas grises en las cunetas, generando así contaminación, focos de vectores y enfermedades; además se puede observar que varias calles han sido deterioradas considerablemente por el continuo vertido de las aguas.

Debido a esto es que en el año 1980, la Alcaldía Municipal realizó un estudio para renovar las antiguas tuberías con las que la ciudad cuenta y construir una planta de tratamiento para aguas las aguas residuales, el cual fue realizado por el Consejo Municipal que se encontraba gobernando en ese período, pero hasta la fecha se desconoce el paradero de dicho estudio según lo relatan las autoridades municipales actuales.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Es conocido que muchas de las ciudades del país aún no cuentan con sistemas de alcantarillado sanitario y /o alcantarillado pluvial, mucho menos cuentan con una planta de tratamiento para las aguas servidas, por lo que son directamente vertidas a los ríos y quebradas, y las aguas grises a las cunetas o al suelo en los patios de las casas.

Como claro ejemplo se puede mencionar la ciudad de Armenia, la cual posee un obsoleto sistema de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial que fueron instalados en los años 60s, los que han sido adecuados en pequeña medida a pesar del aumento poblacional que ha tenido la ciudad. De la misma manera, la ciudad no cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales, por lo que el vertido de las mismas se hace directamente en el río Agua Caliente y al Río San Eugenio en el interior del mismo municipio, contaminando permanentemente las aguas de los ríos.

Comprendiendo la importancia y la urgencia de suplir estas necesidades del área ambiental, el presente trabajo de graduación, presenta una solución para la ciudad de Armenia, departamento de Sonsonate, en lo que se refiere a la mejora en la recolección de las aguas residuales y a su posterior tratamiento.

1.4. OBJETIVOS

General:

- Rediseñar el sistema de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial y proponer el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales para la ciudad de Armenia.

Específicos:

- Presentar el rediseño del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial para un período de diseño de 25 años, y un periodo de diseño de 15 años para la planta de tratamiento.
- Presentar el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales evaluando por lo menos dos opciones en cuanto a ubicación de la misma y los costos de construcción, operación y mantenimiento.

- Detallar las especificaciones técnicas y presupuesto, necesarios en la realización del proyecto del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, y la planta de tratamiento a diseñar.

1.5. ALCANCES

- Para el presente trabajo solamente se rediseñó el sistema de tuberías de aguas negras y aguas lluvias de la ciudad, además para el diseño de la planta de tratamiento solamente se consideró las aguas residuales de origen doméstico.
- Se presentaran de manera detallada los planos en planta y perfil de la ubicación de las tuberías de aguas negras, aguas lluvias y de la planta de tratamiento a diseñar, y de los elementos que fueren necesarios en el diseño.
- Los rediseños que se presentan de los sistemas de alcantarillado serán realizados solamente para la zona urbana de la ciudad, delimitado por barrios siguientes: Barrio San Sebastián, Barrio Santa Teresa, Barrio San Juan, Barrio La Cruz, Barrio Nuevo, y las colonias: Colonia Los Ángeles, Colonia San Fernando I y II, Colonia Sigüenza, Colonia Rosa Elvira, Colonia Alicia, Colonia Divina Providencia, Colonia San Martín, Colonia San Antonio, Colonia San Damián (zona nor-oeste, partiendo desde la línea férrea) y Colonia Santa Marta I.

- Se proponen zonas adecuadas para ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales, tomando en cuenta la topografía de la ciudad y la cercanía al río.
- Debido a que la topografía del lugar es bastante variable se pone considerar el diseño de más de una planta de tratamiento para las aguas residuales.
- Para el desarrollo del estudio se utilizó un software libre llamado Hcanales, utilizado para el rediseño de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial.
- Para el análisis en el desarrollo del trabajo se utilizaron planos catastrales y de curvas de nivel obtenidos en el Centro Nacional de Registros y Catastro Municipal de Armenia.

1.6. LIMITACIONES

- Actualmente la Alcaldía Municipal de Armenia no cuenta con un inmueble para la ubicación de la planta de tratamiento de aguas servidas que se diseñará, por lo tanto, luego de un análisis preliminar y según la topografía de la ciudad se darán opciones de zonas estratégicas en donde se podría construir la planta de tratamiento para que la Alcaldía municipal se movilice en la compra de un área adecuada.
- La alcaldía municipal de Armenia no cuenta con los planos de red de alcantarillado sanitario y pluvial del municipio, por lo que el rediseño se hará sin tomar en cuenta ningún aspecto de la red existente.
- Por razones de tiempo, solo se harán recomendaciones para los aspectos de Impacto Ambiental; el estudio de Impacto Ambiental propiamente dicho, deberá ser tema para otro trabajo de graduación.
- En El Salvador no se cuenta con normativas para el diseño de plantas de tratamiento por lo que se utilizarán normas extranjeras.

1.7. JUSTIFICACION

El Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador en el año 2009, presentó el informe de calidad del agua de los ríos del país, y en este se hacía énfasis que más del 90% de los ríos se encuentran contaminados y un buen porcentaje de éstos de manera considerable y alarmante; por esta razón surge la idea de realizar un estudio que de manera directa sea un beneficio

para todos los pobladores y sobre todo al medio ambiente de la zona, ya que existe la necesidad de apoyar y participar en lo que se refiere al área ambiental para proteger, conservar y recuperar los cuerpos de agua con los que cuenta el país, ya que el agua es un líquido vital sin el cual la vida en el planeta no sería posible y sobre todo porque el país está entrando en un estrés hídrico.

En este contexto se puede mencionar que la zona de estudio posee una serie de problemas sociales y ambientales que afectan en gran medida a los pobladores del lugar, a esto se puede agregar los problemas que se relacionan con la sismicidad propia del territorio, y que entre los eventos más destacados se pueden mencionar los terremotos de 2001, que afectaron a todo el país y que indudablemente han dejado huella en la población y en la infraestructura de servicios, como las tuberías de la localidad de Armenia, que son evidentes también en las tuberías de agua potable, agua lluvia o aguas negras, por lo que la contaminación con los vertidos de aguas residuales no solo se realiza directamente en el río Agua Caliente, sino que, hay filtraciones de las mismas bajo la ciudad, lo que puede provocar a corto o largo plazo la formación de cárcavas subterráneas, hundimientos de calle y contaminación de acuíferos; lo anterior ha sido verificado gracias a que la municipalidad implementó hace siete años el mejoramiento del abastecimiento de agua potable del casco urbano, esto provocó que la nueva presión en las tuberías generara muchas fugas y se dañaran las calles, esta situación facilitó encontrar

y reparar desperfectos en las tuberías de agua potable y aguas negras que se encontraban visibles.

Es importante mencionar que el aumento poblacional que ha sufrido la ciudad ha hecho que se expanda el área urbana y que gran parte de los pobladores del área urbana no cuenten con sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, ya que las zonas circundantes al centro de la ciudad para la década de 1960, pertenecían al área rural y ahora son sectores urbanos, de tal manera que esta población, en muchos casos, se ve con la necesidad de verter las aguas grises a las cunetas, generándose con esto contaminación y muchas enfermedades de toda índole, afectando la calidad de la salud de los pobladores.

Con todo lo anterior queda claro que este estudio beneficiará enormemente a toda la comunidad y al medio ambiente, por lo que su realización se considera de gran impacto e importancia.

CAPITULO II:
FUNDAMENTOS
TEÓRICOS

2.1. Alcantarillado Pluvial (drenaje de aguas lluvias)

2.1.1. Descripción del Alcantarillado Pluvial

Es el conjunto de obras e instalaciones destinadas a descargar las aguas generadas por las precipitaciones, que fluyen superficial y/o subterráneamente en un área determinada.

Para descargar las aguas lluvias debe de buscarse la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes, sean naturales o artificiales.

Los factores determinantes de la capacidad de los elementos de drenaje de aguas lluvias son:

- La intensidad, duración y frecuencia de las precipitaciones.
- Topografía del terreno.
- Tamaño de las áreas tributarias y las características del escurrimiento.
- Economía en el diseño.

2.1.2. Componentes de la red de alcantarillado pluvial

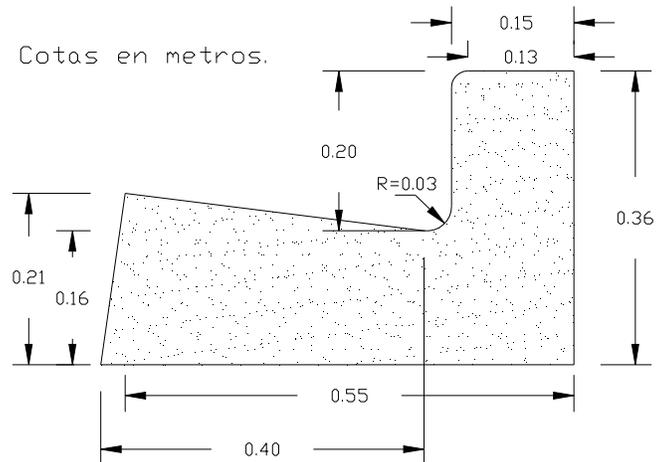
El alcantarillado para aguas lluvias se compone de la siguiente manera:

1. Estructuras de captación:

Es el conjunto de elementos destinados a recolectar las aguas lluvias para su posterior evacuación y están compuestas por:

- **Cunetas:** Son aquellas estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno y la conducen al sistema de alcantarillas. Se ubican en las calles con el fin de interceptar el flujo superficial,

especialmente aguas arriba del cruce de calles y avenidas de importancia; también se les coloca en los puntos bajos del terreno, donde pudiera acumularse el agua.



Elevación lateral, sin escala.

Figura 2.1.1: Detalle típico de una canaleta o cuneta.

Fuente: Tesis - “Rediseño del sistema de abastecimiento de agua potable, diseño del alcantarillado sanitario y de aguas lluvias para San Luis del Carmen, Chalatenango”. José Gerardo Batres Mina y otros, UES 2010.

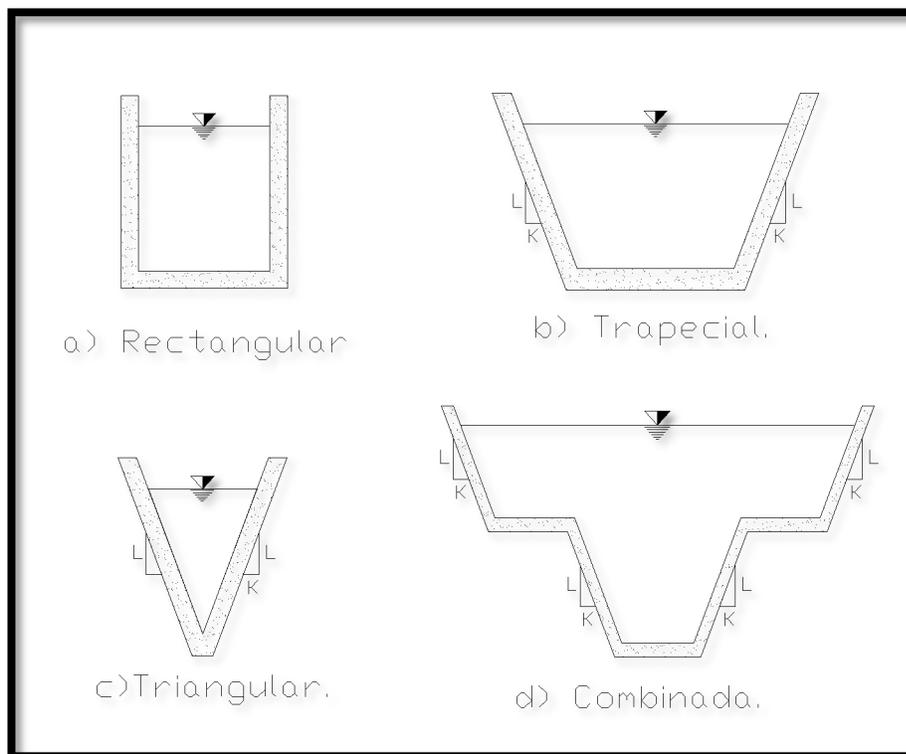


Figura 2.1.2: Tipos de canaletas o cunetas para descarga a cielo abierto.

Fuente: Partes específicas del sistema de alcantarillado de aguas lluvias, ponencia de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, año 2009.

- **Tragantes (imbornales o sumideros):** Son estructuras verticales que permiten la entrada del agua de lluvia a los colectores, reteniendo parte importante del material sólido transportado. Están constituidas por una caja que funciona como desarenador, donde se depositan los sólidos en suspensión que arrastra el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permite la entrada del agua que circula sobre la superficie del terreno al sistema de alcantarillado.

Los tragantes pueden ser de varios tipos: de piso, de banqueta, combinadas, longitudinales y transversales.

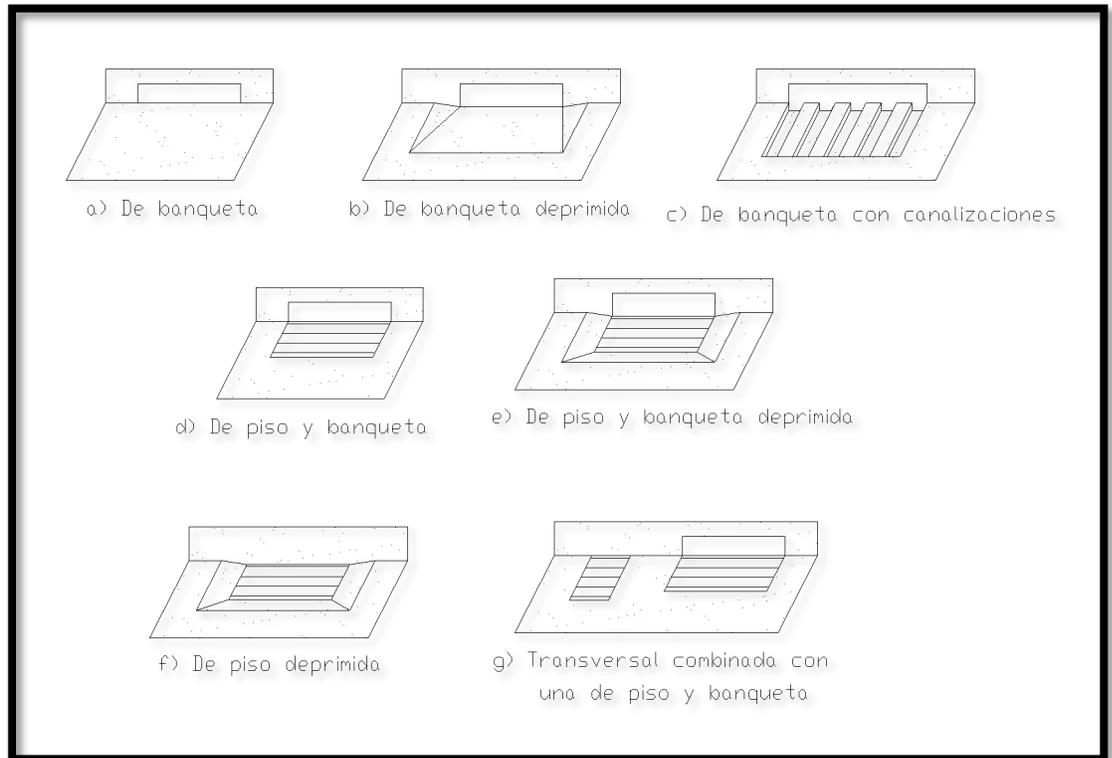


Figura 2.1.3: Tipos de tragantes

Fuente: Partes específicas del sistema de alcantarillado de aguas lluvias, ponencia de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, año 2009.

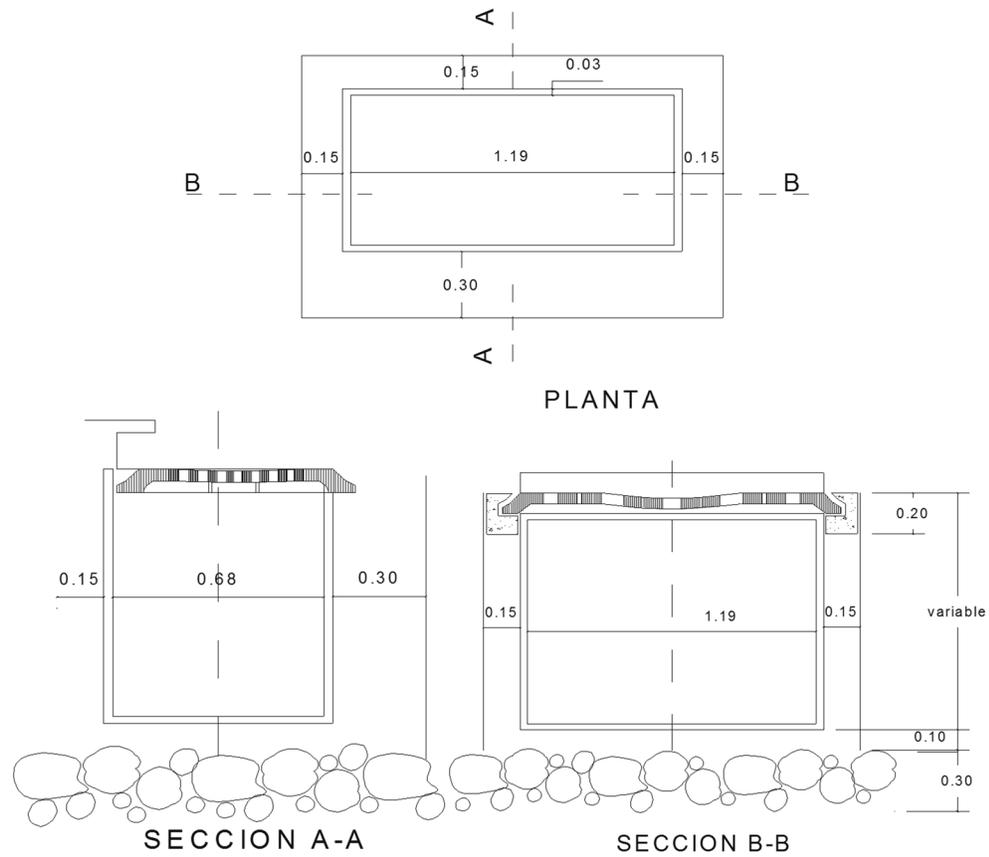


Figura 2.1.4: Detalle de caja tragante con parrilla de hierro fundido.
Fuente: OPAMSS, 2006

2. Estructuras de conducción:

Son todos aquellos elementos que transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia sitios de descarga final. Representan la parte medular de un sistema de alcantarillado y se forman con conductos cerrados y abiertos.

Clasificación de las obras de conducción:

- **Colectores secundarios:** Son las tuberías que recogen las aguas de lluvia desde las bocas de tormenta (tragantes) y las conducen a los colectores principales. Se sitúan enterradas, bajo las vías públicas.
- **Colectores principales:** Son tuberías de gran diámetro, conductos de sección rectangular o canales abiertos, situados generalmente en las partes más bajas de las ciudades, y transportan las aguas pluviales hasta su destino final.

Por razones de economía, los colectores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en condiciones particulares donde se requiera usar bombeo.

3. Estructuras de conexión y mantenimiento:

Estructuras subterráneas construidas hasta el nivel del suelo o pavimento, donde se coloca una tapa. Su forma debe ser cilíndrica en la parte inferior y tronco cónico en la parte superior; además, son lo suficientemente amplias para que un hombre baje por ellas y realice el mantenimiento o inspección de los conductos.

Las estructuras de conexión y mantenimiento son:

- Pozos (de mampostería y estructurales)
- Cajas de visita

Pozos de mampostería:

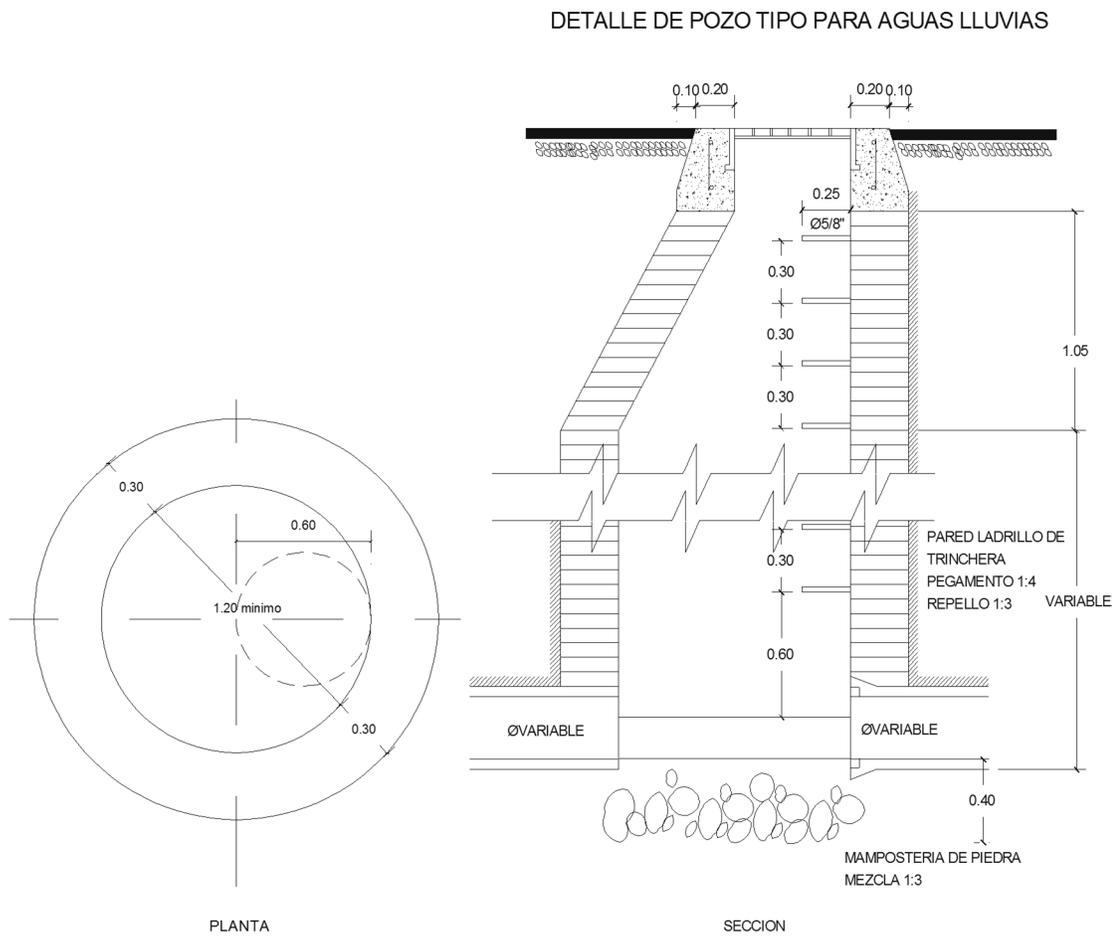


Figura 2.1.5: Detalle de pozo de visita de aguas lluvias.
Fuente: OPAMSS 2006.

Pozos estructurales:

PERFIL DE POZO DE VISITA DE CONCRETO REFORZADO

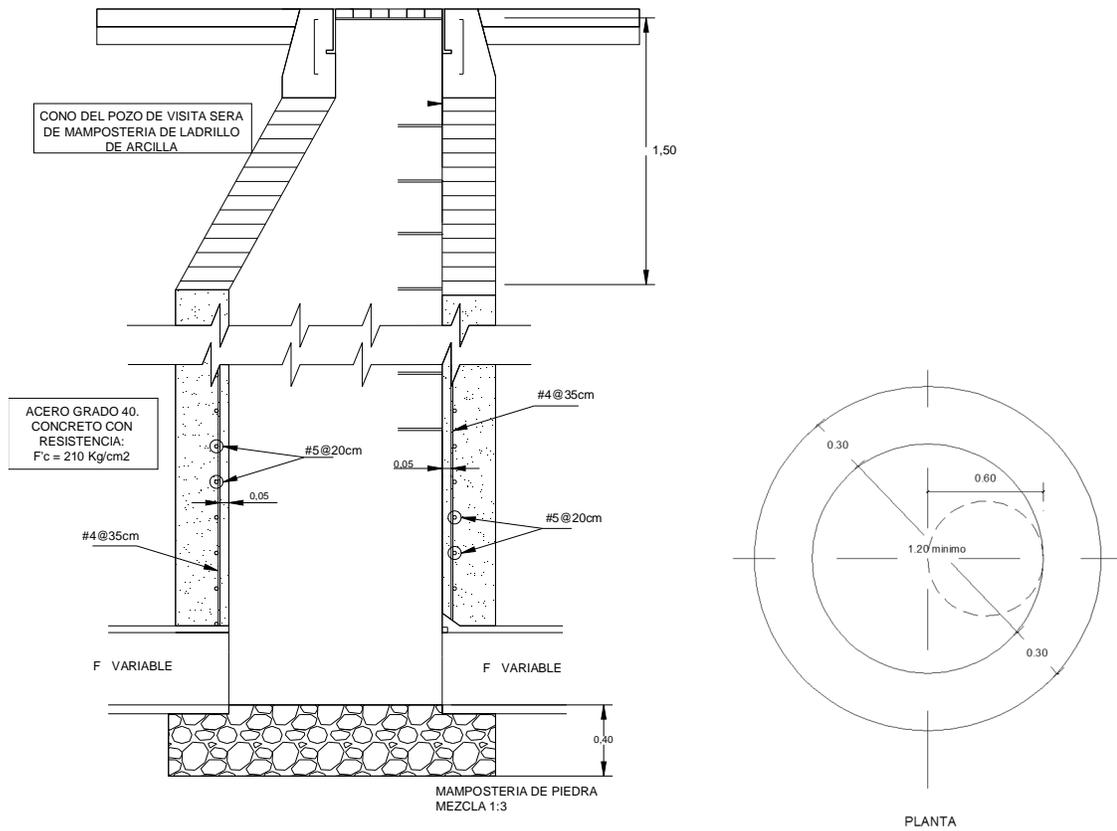


Figura 2.1.6: Detalle de pozo de visita (estructural) de aguas lluvias.
Fuente: Diseñado por equipo de trabajo de graduación.

Los pozos de visita para aguas lluvias podrán ser de ladrillo de barro repellados o de piedra, cuando la altura no exceda de 6.00 metros. Cuando su altura sea mayor o el caso de tener caídas iguales o mayores de 3.00 metros estos deberán ser reforzados adecuadamente debiendo presentar en los planos respectivos, los detalles y cálculos estructurales¹.

4. Estructuras de descarga:

Obra final del sistema de alcantarillado. Asegura descarga continua a una corriente receptora. Pueden ser de dos tipos:

- Descarga a conducto cerrado: Cuando la conducción por el emisor de una red de alcantarillado es entubada y se requiere verter las aguas a una corriente receptora que posea cierta velocidad y dirección, se utiliza una estructura que encauce la descarga directa a la corriente receptora y proteja al emisor de deslaves y taponamientos. Este tipo de estructuras de descarga se construyen con mampostería o concreto, y su trazo puede ser normal a la corriente o esviado.
- Descarga en canal a cielo abierto: En este caso, la estructura de descarga consiste en un canal a cielo abierto hecho con base de mampostería, cuyo ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente

¹ Reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción en lo Relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones habitacionales, Artículo 92.

receptora. De esta forma se evita la socavación del terreno natural y se permite que la velocidad disminuya.

5. Instalaciones complementarias:

Son estructuras que no siempre forman parte de una red, pero que permiten un funcionamiento adecuado de la misma. Dentro de ellos están:

- Plantas de bombeo
- Vertederos
- Sifones invertidos
- Cruces elevados

Además, en ocasiones las descargas pueden provocar problemas de erosión, derrumbes de terraplenes y socavamiento de las bases de los mismos, etc. Esto se da porque muchas veces no se realizan las obras de protección necesarias en la descarga de las aguas lluvias de las localidades.

Es por esto que se hace necesario ejecutar obras adicionales en los puntos de descarga; la función principal de dichas obras es proteger a los terrenos vecinos, así como también a los que se encuentran aguas abajo.

Entre las principales obras de protección se tienen:

- Los Muros Guarda Niveles.
- Los Disipadores de Energía.
- Los Cabezales.

2.1.3. Consideraciones de velocidad y pendiente

Las velocidades del flujo en las tuberías constituyen un parámetro de suma importancia para el desempeño de éstas, ya que valores bajos de velocidad provocarían sedimentación del material de arrastre que lleva consigo el escurrimiento de agua lluvia y por otra parte velocidades muy altas provocarían el deterioro o hasta el colapso total de las tuberías. En el reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a parcelaciones y urbanizaciones habitacionales, no se presenta ningún valor de velocidad mínima para tuberías, pero se puede leer en el artículo 91 que la pendiente mínima en tuberías de aguas lluvias será de 0.5% y la misma será la que le corresponda a cada tubería según la tabla siguiente:

Diámetro de la tubería (pulgadas)	Pendiente máxima permisible %
12	6.5
15	5.8
18	5.0
24	3.0
30	2.5
36	2.0
42	2.0
48	2.0
60	1.5
72	1.0

Tabla 2.1.1 Pendientes máximas permisibles para alcantarillado de aguas lluvias.

Fuente: Reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales.

2.1.4. Normativa de diseño

La normativa a utilizar será el Reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a parcelaciones y urbanizaciones habitacionales, capítulo sexto “de la infraestructura y los servicios”, del artículo 91 al 94.

2.1.5. Metodología de diseño

El diseño de sistemas de alcantarillado de aguas lluvias involucra la determinación de los diámetros, la pendiente, las elevaciones del terreno y las elevaciones de cada tubería respectivamente. La selección de una distribución o localización de una red de tubería para un sistema de alcantarillado de aguas lluvias requiere cantidades considerables de criterios subjetivos.

El proyecto de un sistema de alcantarillado pluvial requiere:

1. La preparación de planos de situación y perfiles longitudinales.
2. Longitud, ancho y material del que está construida la capa de rodamiento.
3. Determinar áreas de lotes que aportan caudales al tramo que se está diseñando.
4. La determinación de los diferentes valores de C (coeficiente de escorrentía) a utilizar, para cada tipo de área que se tenga.
5. Calcular las áreas que aportan caudales para el tramo que se está diseñando, teniendo en cuenta que todas las áreas descargan hacia el

frente de las calles. Se deben tomar en cuenta las áreas que se encuentran antes del tramo de interés.

6. Calcular el área total A.
7. Cálculo de los caudales de diseño utilizando la fórmula racional.
8. Calcular caudales parciales y acumulados para cada tramo de tubería.
9. Ubicar tragantes y pozos de visita.
10. Determinar la pendiente de cada tramo con los perfiles del terreno tomando en cuenta que la pendiente mínima para todos los diámetros es 0.5% y la máxima para cada diámetro es según la tabla 2.1.1
11. Calcular el mínimo diámetro requerido para el caudal de diseño en condiciones a tubo lleno con la fórmula de Manning: $n = 0.011$ (para PVC) y $n = 0.015$ (para cemento).
12. Escoger el diámetro comercial inmediatamente superior al calculado.

A continuación se presentan una serie de consideraciones necesarias en la práctica de diseño de alcantarillado de aguas lluvias:

- Existe flujo a superficie libre para los caudales de diseño; es decir, se diseña para "Flujo Gravitacional".
- Las tuberías son de sección circular con diámetros comerciales no menores 18 pulgadas para vía vehicular.
- La distancia permisible entre la parte superior de las tuberías de aguas lluvias y la rasante de las vías que serán de 1.50 metros con la finalidad

de evitar interferencias con las tuberías de otros sistemas pero en caso de no existir dichas interferencias la distancia en mención podrá reducirse como máximo de 1.00 metros casos especiales serán analizados por el VMVDU. La elevación de la tubería que llega al pozo no debe ser menor que la elevación de la tubería que sale de este.

- Debe de especificarse una velocidad mínima permisible para el caudal de diseño, para evitar sedimentación en la tubería.
- El diámetro del alcantarillado aguas abajo no puede ser menor que cualquiera de los alcantarillados de aguas arriba de cualquier pozo.

2.1.5.1. Método racional

Para el cálculo de los caudales de diseño existen diversos métodos, entre los cuales se tienen:

- Métodos Estadísticos.
- Método Racional.
- Método del Hidrograma Unitario.
- Método de Hidrogramas Sintéticos o Artificiales.

En el presente trabajo de graduación se decidió utilizar el Método Racional para la determinación del caudal de diseño, debido a la simplicidad de su fórmula y la facilidad aparente para obtener todos datos a utilizar en la misma.

El Método Racional se aplica en cuencas homogéneas pequeñas, menores de 1.5 km² de superficie, principalmente para drenajes de carreteras, patios, áreas rurales, etc.

Se representa con la siguiente ecuación:

$$Q = CIA.$$

Dónde: "Q" es el caudal pico de la esorrentía que se genera a la salida de una cuenca de área "A" por efecto de un aguacero de intensidad constante "I", que tiene una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. "C" es el coeficiente de esorrentía; su valor está comprendido entre cero y uno, y depende de la morfometría de la cuenca y de su cobertura. La fórmula es dimensional, de manera que las unidades deben utilizarse correctamente.

En áreas urbanas, el área de drenaje usualmente está compuesta de sub-áreas o subcuencas de diferentes características superficiales. Como resultado, se requiere un análisis compuesto que tenga en cuenta las diferentes características superficiales. Las áreas de las sub-cuencas se denominan como A_j y los coeficientes de esorrentía para cada una de ellas se denominan como C_j . La esorrentía pico se calcula al utilizar la siguiente forma de la fórmula Racional:

$$Q = I \sum_{j=1}^m C_j A_j$$

Donde:

C_j = Coeficiente de esorrentía correspondiente a la superficie del área A_j .

A_j = superficie en metros cuadrados, kilómetros cuadrados, etc. Con un valor C_j de coeficiente de escorrentía.

m = número de sub-cuencas drenadas por un alcantarillado.

Las principales dificultades que se encuentran para el uso correcto de la formula son dos:

- La asignación de valores apropiados al coeficiente de escorrentía y la determinación de la intensidad de lluvia.

La selección del coeficiente de escorrentía es subjetiva porque, aun cuando existen tablas y recomendaciones generales, el criterio de ingeniero es definitivo.

Por su parte, la intensidad del aguacero se deduce de análisis de intensidad, duración y frecuencia.

La aplicación del Método Racional induce a sobre estimar los caudales de creciente.

2.1.5.2. Coeficiente de Escorrentía.

El coeficiente de escorrentía **C** es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en la realidad. La proporción de la lluvia total que alcanzaran los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características del encharcamiento de la superficie. Superficies impermeables,

tales como los pavimentos de asfalto o los techos de edificios, producirán una escorrentía de casi el ciento por ciento después de que la superficie haya sido completamente mojada, independientemente de la pendiente.

El agua de lluvia que se precipita sobre la tierra, una parte discurre por la superficie de los terrenos.

El coeficiente de escorrentía es la relación que existe entre el caudal que discurre y el caudal total precipitado que se da con la siguiente expresión:

$$C = \frac{Q_E}{Q_T}$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía.

QE = Caudal que discurre por la superficie de los terrenos.

QT = Caudal total precipitado.

El Coeficiente de escorrentía medio viene dado por la siguiente fórmula:

$$C_m = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

Donde:

Cm = Coeficiente de escorrentía medio

Ci = Coeficiente de escorrentía del área i

Ai = Superficie del área i.

El coeficiente de escorrentía también depende de las características y las condiciones del suelo. La tasa de infiltración disminuye a medida que la lluvia continúa y también es influida por las condiciones de humedad antecedentes en el suelo. Otros factores que influyen en el coeficiente de escorrentía son la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión. Debe de escogerse un coeficiente razonable para representar los efectos integrados de todos estos factores.

Tipo de terreno	Coeficiente
Tejados	0.70-0.85
Superficies asfaltadas	0.85-0.90
Superficies pavimentadas adoquinadas	0.75-0.85
Brechas	0.25-0.60
Terrenos deshabitados	0.10-0.30
Parques, jardines, campiñas	0.20-0.50

Tabla 2.1.2 Coeficientes de escorrentía para distintos tipos de superficie.

Fuente: “Manual de Hidráulica”, Acevedo J.M & Acosta G., Harper & Row Latinoamericana, México, 1981.

2.1.5.3. Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia es la tasa promedio de lluvia en milímetros por hora para una cuenca o subcuenca de drenaje particular. La intensidad se selecciona con base en la duración de lluvia de diseño y el periodo de retorno. La duración de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en

consideración. El periodo de retorno se establece utilizando estándares de diseño o es escogido por el hidrólogo como un parámetro de diseño.

2.1.5.4. Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración T_c , es definido como el tiempo de viaje que requiere la partícula de agua localizada en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca para alcanzar la sección de salida de la misma. El tiempo de concentración, T_c , es uno de los parámetros utilizados con mayor frecuencia y constituye un ingrediente esencial en el Método Racional y en otros métodos de estimación de respuestas máximas en cuencas, y para su determinación existe una diversidad de fórmulas.

2.1.5.5. Periodo de Retorno

Es el tiempo esperado o tiempo medio entre dos sucesos improbables y con posibles efectos catastróficos. Se dice que el periodo de retorno de un evento hidrológico es (T) , como media es superado una vez cada (T) años. Sin embargo el riesgo de que ese evento hidrológico sea excedido alguna vez cierto intervalo de tiempo, depende también de la duración del intervalo.

Por ejemplo un caudal que tenga un periodo de retorno de 50 años tiene una probabilidad de 2 por 100 que en cualquier año de dicho periodo aparezca al menos un caudal igual o mayor.

Existen muchos criterios para poder asignar un periodo de retorno, los cuales varían del país en consideración o del organismo de referencia.

2.1.5.6. Curvas de Intensidad - Duración y Frecuencia (Periodo de retorno) / Curvas IDF.

Uno de los primeros pasos que se deben de seguir en los proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben de usarse. La forma más común y adecuada de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia (profundidad), la duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio. En muchos países existen curvas estándar de intensidad-duración-frecuencia (IDF), disponibles para la zona en estudio, evitando así cualquier análisis.

- Curvas IDF:

Cuando la información de lluvia local está disponible, las curvas I-D-F pueden desarrollarse utilizando el análisis de frecuencia. Una distribución habitualmente utilizada en el análisis de frecuencia de lluvia es la distribución de valor extremo tipo I o Gumbel. Para cada una de las duraciones seleccionadas, las profundidades de lluvias máximas anuales se extraen de los registros históricos de lluvias y luego se aplica el análisis de frecuencia a la información anual.

2.1.5.7. Área de Drenaje

Debe de determinarse el tamaño y forma de la cuenca o subcuenca bajo consideración para determinar el área de drenaje. Las áreas de drenaje se determinarán por medio de áreas tributarias, que estarán integradas por área de

calles y aceras, área de techos y área verde. Ya que estas tres áreas son las que mayoritariamente contribuyen a la escorrentía que se drenara por medio del sistema de aguas lluvias.

2.2. Alcantarillado Sanitario

2.2.1. Descripción del Alcantarillado Sanitario

El sistema de alcantarillado es el conjunto de obras e instalaciones destinadas a propiciar la recogida, evacuación, acondicionamiento (depuración cuando sea necesaria) y disposición final desde el punto de vista sanitario de las aguas servidas de una comunidad.

Para la recogida y alejamiento de las aguas pluviales y residuales de las ciudades, son adoptados los siguientes sistemas de alcantarillado:

- Sistema combinado
- Sistema semi- combinado
- Sistema separado

El sistema combinado, es construido para recoger y conducir las aguas servidas junto con las aguas pluviales. En este tipo de sistema las dimensiones de los conductos resultan relativamente grandes y las inversiones industriales frecuentemente son muy altas.

Durante algún tiempo se trató de reducir el volumen de la descarga de aguas pluviales mediante la adaptación de sistemas semi combinados, admitiendo en la red de alcantarillados solamente una parte de las aguas lluvias provenientes de los domicilios.

Posteriormente fue introducido el sistema separado de alcantarillas, concebido para recibir exclusivamente las aguas residuales de la actividad urbana, haciéndose el alcantarillado pluvial un sistema propio e independiente.

2.2.2. Componentes del Sistema de Alcantarillado Sanitario.

Los componentes principales del alcantarillado sanitario son:

1. Tuberías:

Las aguas residuales son transportadas desde su punto de origen hasta las instalaciones depuradoras a través de tuberías. Las cuales a su vez pueden estar clasificadas de la siguiente forma:

- **Colector domiciliario o terciario:** conducen las aguas residuales de los edificios o viviendas hasta otro colector.
- **Colector secundario:** son tuberías de pequeño diámetro que recibe los efluentes de los colectores domiciliarios.
- **Colector troncal o principal:** son las tuberías principales de gran dimensión que recibe los efluentes de varios colectores secundarios.

2. Equipo complementario o accesorio:

Son obras e instalaciones complementarias del sistema de alcantarillados sanitarios, los cuales comprenden:

- **Pozos de inspección:** suministran el acceso a las alcantarillas para la inspección y limpieza y están localizados en los cambios de dirección, cambios en los diámetros de la tubería, cambios sustanciales de pendiente y a intervalos de 100 metros.
- **Cajas de Registro:** son estructuras que conectan a los elementos que evacuan las aguas negras del interior de las edificaciones a los colectores secundarios o laterales de la red.
- **Caja de Conexión Domiciliar:** se realiza por medio de tubería de 6" de diámetro, la cual va de la caja de registro a la tubería secundaria que en la mayoría de los casos es de 8" de diámetro. La llegada de la tubería domiciliar a la secundaria es en ángulo de 45° en dirección del flujo del agua, utilizando para ello el accesorio denominado Yee -Tee. Solamente en casos especiales es permitida la conexión directa de una vivienda o edificación a un pozo de registro.
- **Tanques de lavado:** son dispositivos destinados a provocar descargas periódicas de agua para limpieza de colectores, en tramos donde no haya posibilidad de mantener la pendiente mínima para asegurar velocidades de auto limpieza.

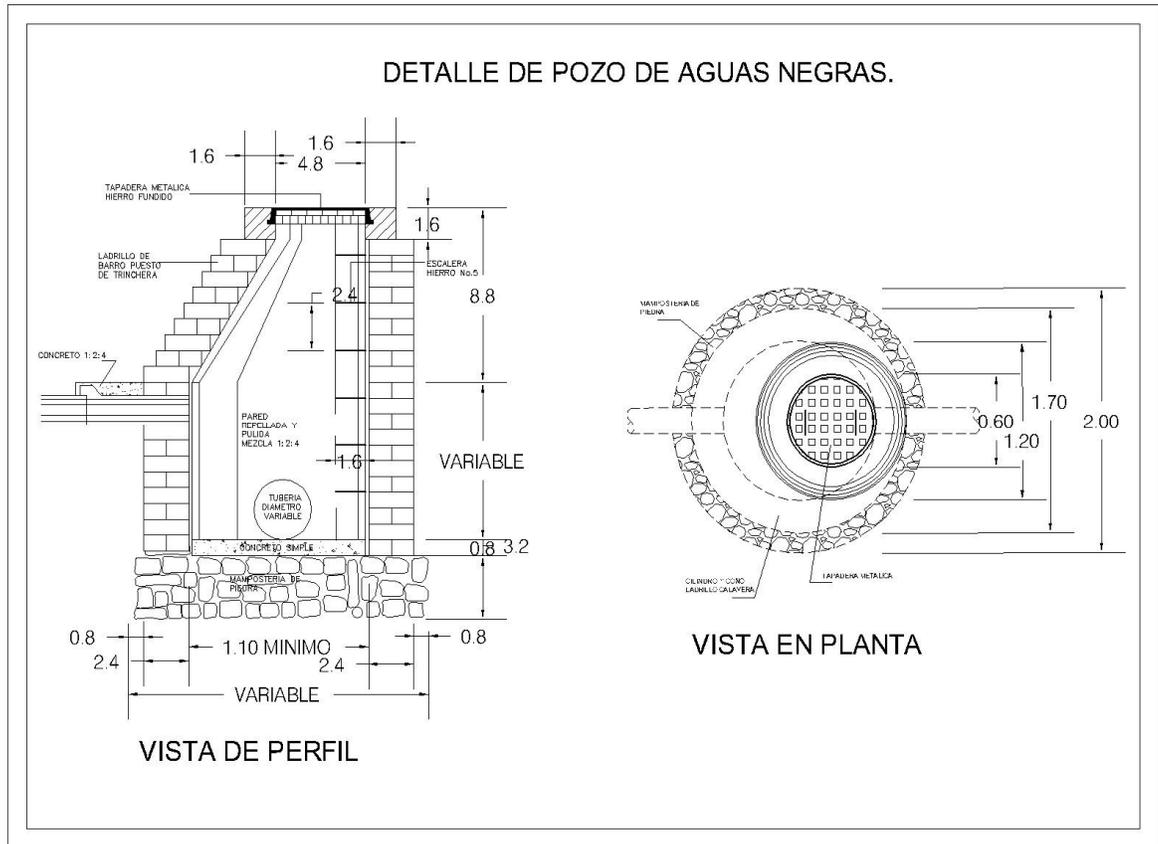
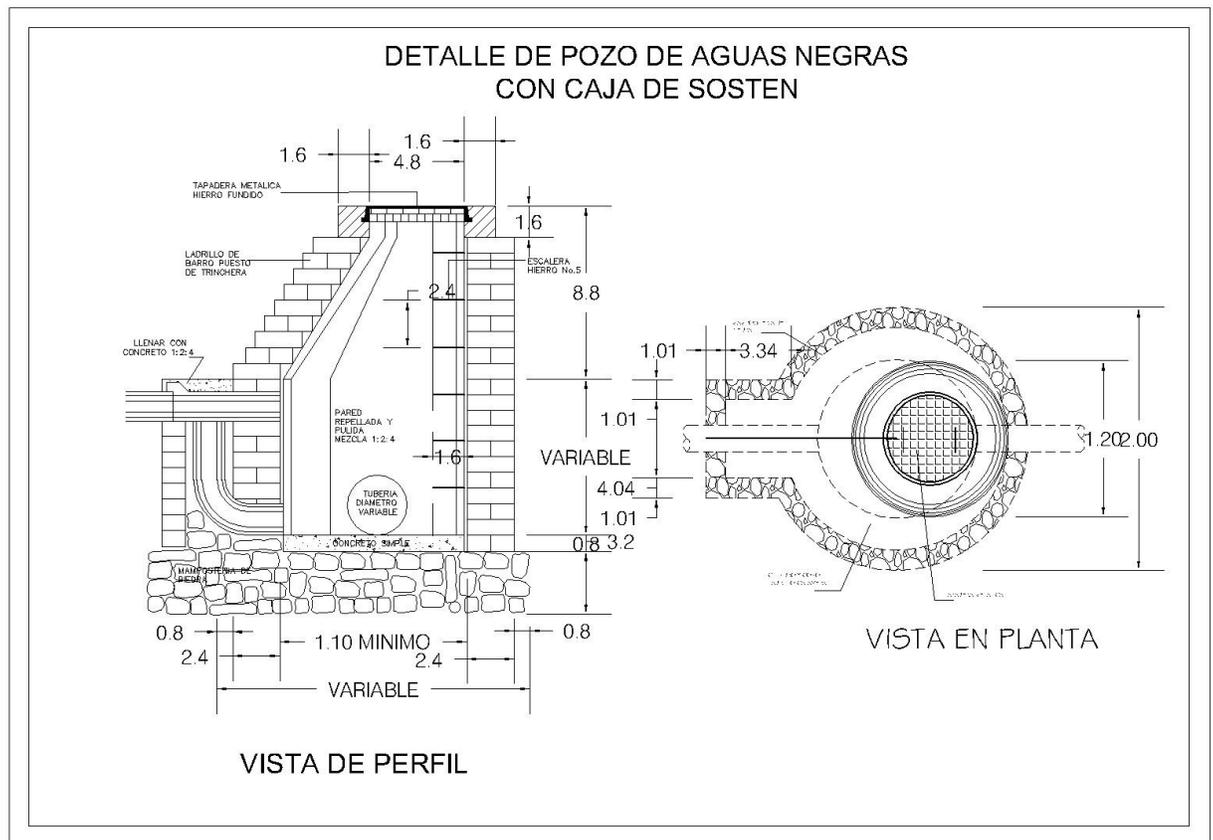


Figura 2.2.1.a Detalle pozos de visita de aguas negras.
Fuente: "Normas Técnicas para proyectos de Alcantarillado", ANDA.



**Figura 2.2.1.b Detalle pozos de visita de aguas negras con caja de sostén.
Fuente: “Normas Técnicas para Proyectos de Alcantarillado” ANDA.**

3. Plantas de bombeo:

Son instalaciones electromecánicas y obras civiles destinadas a elevar las aguas, evitando de esa forma, la profundidad excesiva de las tuberías y en otros casos para posibilitar la entrada en las estaciones de depuración o la descarga final en el cuerpo de agua receptor.

2.2.3. Normativa

La normativa que se considerará será la Norma de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA). Sección II: NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADOS, del 1 al 25.

2.2.4. Trazo del sistema

El alcantarillado sanitario será de la clase "separado absoluto de las aguas lluvias".

El trazo y configuración de la red (ortogonal, con interceptores, etc.) Será una resultante del aprovechamiento optimizado de las condiciones topográficas e hidrogeológicas.

2.2.5. Localización de la descarga

Luego de evacuar las aguas servidas hacia la planta (o plantas de tratamiento) pasarán por la fase de depuración y luego se hará la descarga en el río de la localidad.

2.3. Planta de tratamiento de aguas residuales.

2.3.1. Aguas residuales y sus características.

Las aguas residuales son provenientes de tocadores, baños, regaderas o duchas, cocinas, etc.; que son desechados a las alcantarillas o cloacas. En muchas áreas, las aguas residuales también incluyen algunas aguas sucias provenientes de industrias y comercios. La división del agua casera drenada en

aguas grises y aguas negras es más común en el mundo desarrollado, el agua negra es la que procede de inodoros y orinales y el agua gris, procedente de piletas y bañeras, puede ser usada en riego de plantas y reciclada en el uso de inodoros, donde se transforma en agua negra. Muchas aguas residuales también incluyen aguas superficiales procedentes de las lluvias. Las aguas residuales municipales contienen descargas residenciales, comerciales e industriales, y pueden incluir el aporte de precipitaciones pluviales cuando se usa tuberías de uso mixto pluvial - residuales.

2.3.2. Tipos de aguas residuales

La clasificación de las aguas residuales se hace con respecto a su origen, ya que este origen es el que va a determinar su composición.

1. Aguas residuales domésticas o urbanas:

Son los vertidos que se generan en los núcleos de población urbana como consecuencia de las actividades propias de éstos. Generalmente son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas agua están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentables (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fósforo) y organismos patógenos.

Las aguas residuales urbanas presentan una cierta homogeneidad en cuanto a composición y carga contaminante, ya que sus aportes van a ser siempre los

mismos. Pero esta homogeneidad tiene unos márgenes muy amplios, ya que 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.

2. Aguas residuales industriales:

Son aquellas que proceden de cualquier actividad o negocio en cuyo proceso de producción, transformación o manipulación se utilice el agua. Son enormemente variables en cuanto a caudal y composición, difiriendo las características de los vertidos no sólo de una industria a otro, sino también dentro de un mismo tipo de industria.

Son mucho más contaminadas que las aguas residuales urbanas, además, con una contaminación mucho más difícil de eliminar.

Su alta carga unida a la enorme variabilidad que presentan, hace que el tratamiento de las aguas residuales industriales sea complicado, siendo preciso un estudio específico para cada caso ya que pueden contener elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

3. Aguas residuales agrícolas:

Son generadas por la producción agrícola y agropecuaria, la cual incluye desechos de animales y materia vegetal.

4. Aguas de lluvia:

Proviene de la precipitación pluvial y, debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

2.3.3. Composición de las aguas residuales

Las aguas residuales domésticas están constituidas en un elevado porcentaje (en peso) por agua, cerca de 99,9 % y apenas 0,1 % de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Esta pequeña fracción de sólidos es la que presenta los mayores problemas en el tratamiento y su disposición. El agua es apenas el medio de transporte de los sólidos.

El agua residual está compuesta por elementos físicos, químicos y biológicos. Es una mezcla de materiales orgánicos e inorgánicos, suspendidos o disueltos en el agua. La mayor parte de la materia orgánica consiste en residuos alimenticios, heces, material vegetal, sales minerales, materiales orgánicos y materiales diversos como jabones y detergentes sintéticos.

Tanto los constituyentes como las concentraciones presentan variaciones en función de la hora del día, el día de la semana, el mes del año y otras condiciones locales, para tener un idea de los componentes típicos del agua residual doméstica se muestra la siguiente tabla:

Contaminantes	Concentración			Unidades
	Débil	Media	Fuerte	
Sólidos Totales	350	720	1200	mg/l
Disueltos Totales (*)	250	500	850	mg/l
Fijos	145	300	525	mg/l
Volátiles	105	200	325	mg/l
Suspendidos Totales	100	220	350	mg/l
Fijos	20	55	75	mg/l
Volátiles	80	165	275	mg/l
Sólidos Sedimentables	5	10	20	mg/l
DBO5 (a 20°C)	110	220	400	mg/l
Carbono Orgánico Total (COT)	80	160	290	mg/l
DQO	250	500	1000	mg/l
Nitrógeno Total (como N)	20	40	85	mg/l
Orgánico	8	15	35	mg/l
Amonio Libre	12	25	50	mg/l
Nitritos	0	0	0	mg/l
Nitratos	0	0	0	mg/l
Fósforo Total (como P)	4	8	15	mg/l
Orgánico	1	3	5	mg/l
Inorgánico	3	5	10	mg/l
Aceites y grasas	50	100	150	mg/l
Cloruros (*)	30	50	100	mg/l
Alcalinidad (como CaCO ₃) (*)	50	100	200	mg/l
Coliformes Totales	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹	NMP/100ml
Coliformes Fecales	<100	100-400	>400	NMP/100ml

Tabla 2.3.1. Componentes típicos del agua residual doméstica

Fuente: "Ingeniería de aguas residuales", Metcalf& Eddy, Editorial McGraw Hill, 3ª Edición (1995).

2.3.4. Características de las aguas residuales

Los parámetros físicos, químicos y biológicos que definen las características de las aguas residuales son:

a) Características físicas:

Existen cinco características físicas esenciales en el agua residual que se pueden percibir, estos son:

- **Sólidos.**

Dentro de las aguas residuales podemos encontrar sólidos orgánicos e inorgánicos. Los primeros son aquellos que contienen carbón, hidrogeno y oxígeno y que pueden ser degradados por bacterias y organismos vivos, mientras que los inorgánicos son sustancias inertes no susceptibles de ser degradados, designándoseles como minerales.

Los sólidos comúnmente se clasifican en suspendidos, disueltos y totales.

Sólidos totales. Se incluyen todos los sólidos existentes en las aguas residuales y que en promedio son un 50% orgánico. Es precisamente ésta unidad orgánica de los sólidos presentes en las aguas residuales la que es sujeto de degradación y se constituye como requisito para una planta de tratamiento de aguas residuales. Se pueden clasificar en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro.

Sólidos suspendidos: aquellos que son visibles y flotan en las aguas residuales entre superficie y fondo. Pueden ser removidos por medios físicos o mecánicos a través de procesos de filtración o de sedimentación. Dentro de esta categoría se incluyen la arcilla, sólidos fecales, restos de papel, madera en descomposición, partículas de basura y comida. Además los sólidos suspendidos se clasifican en sedimentables y coloidales.

Los sólidos en suspensión que por tamaño y peso pueden sedimentarse al lapso de una hora en el cono Imhoff se les denomina *sedimentables* y en promedio son 75% orgánicos y un 25% inorgánicos. Y a la diferencia entre sólidos sedimentables y sólidos suspendidos totales se les denomina coloidales.

Sólidos disueltos: Es la cantidad de materia que permanece como residuo, posterior a la evaporación total del agua en una muestra a la cual se ha realizado separación de sólidos. Se componen de moléculas orgánicas e inorgánicas encontrándose en disolución en el agua. Y por lo general son en un 40% orgánicos y un 60% inorgánicos.

Coloidales: Los sólidos coloidales son partículas extremadamente pequeñas que no sedimentan por métodos convencionales. Para sedimentarse tienen que ser agrupados en partículas mayores (coagulación). En ocasiones, también se eliminan por filtración o por oxidación biológica.

- **Olor**

Se define como el conjunto de sensaciones percibidas por el olfato al captar ciertas sustancias volátiles. Es un parámetro empleado para verificar la calidad de las aguas.

Los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica.

El olor más característico del agua residual séptica se debe a la presencia del sulfuro de hidrogeno (huevo podrido) que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios.

- **Turbiedad**

La turbiedad se debe al contenido de materias en suspensión como: arcilla, limo, materia orgánica finamente dividida, bacterias similares y organismos microscópicos, que en caso de alta concentración provocan problemas al paso de la luz solar y por consiguiente los fenómenos de fotosíntesis.

- **Color**

Es la impresión ocular producida por las materias en el agua, como el hierro y el manganeso.

Las aguas residuales suelen tener color grisáceo, pero con el tiempo cambian de color gris a gris oscuro hasta adquirir un color negro.

En laboratorio el color se puede determinar por análisis colorimétricos o espectrofotométricos. Y sus resultados se expresan en (Unidades de Color Verdadero) en escala platino- cobalto (Pt-Co).

- **Temperatura**

La temperatura de las aguas residuales varía ligeramente con las estaciones. Las temperaturas superiores a lo normal podrían indicar residuos industriales calientes, y temperaturas menores a lo normal, indican la incorporación de aguas subterráneas y superficiales.

b) Características químicas:

Las características químicas de las aguas residuales son principalmente el contenido de materia orgánica e inorgánica y los gases presentes en el agua residual.

- **Materia orgánica.**

Son sólidos de origen animal y vegetal así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos. Cerca del 75% de los sólidos en suspensión y el 40% de sólidos filtrables son de naturaleza orgánica. Estos compuestos orgánicos están formados por combinaciones carbono, hidrogeno y oxigeno; y en algunos casos con nitrógeno. Otros elementos que pueden estar presentes son azufre, fosforo y hierro. Sin embargo los grupos principales de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son:

Las proteínas (40-60%), carbohidratos (25- 50%), grasa y aceites (10%).

2.3.4.1. Medidas del contenido orgánico

Algunos métodos conocidos para medir el contenido orgánico en las aguas residuales tenemos:

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO): parámetro más utilizado que es aplicable a aguas residuales como aguas superficiales. Supone la medida del oxígeno disuelto (expresado en mg/lit) utilizado por los microorganismos en la acción bioquímica de materia orgánica, es decir; determina la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente. Además de dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales, medir la eficacia de algunos procesos de tratamientos y controlar el cumplimiento de las limitaciones a que están sujetos los vertidos.

*Demanda Química de Oxígeno (DQO)*²: permite conocer la cantidad de material orgánico no biodegradable. Junto con la Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO) se puede calcular la cantidad de organismos y materia biodegradables presentes en el agua. Esto se logra restando el valor de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) al valor de la Demanda Química de Oxígeno (DQO):

² Parámetro que mide la cantidad de sustancias susceptibles de ser oxidadas por medios químicos que hay disueltas o en suspensión en una muestra líquida.

Carbono Orgánico Total (COT): esta prueba es utilizada para medir el carbono orgánico total presente en una muestra acuosa. Se utiliza oxígeno y calor y radiación ultravioleta, oxidantes químicos, para convertir el carbono orgánico en dióxido de carbono y es medido por un analizador infrarrojo.

- ***Materia inorgánica***

Las concentraciones de los diferentes constituyentes de inorgánicos pueden afectar los usos del agua como por ejemplo:

Potencial de Hidrógeno (pH). El agua residual con alta concentración de ion de hidrogeno es difícil de tratar por medios biológicos y si la concentración no se altera antes de la evacuación, el efluente puede modificar la concentración de las aguas naturales.

Alcalinidad. Capacidad del agua de neutralizar los ácidos. En las aguas residuales la alcalinidad se debe a la presencia de hidróxidos (OH), carbonatos (CO⁻² 3) y bicarbonatos (HCO-3) de elementos como calcio, magnesio, sodio, potasio o de ion amonio.

Nitrógeno y fósforo.: Los elementos nitrógeno y fósforo son esenciales para el crecimiento de protistas y plantas, razón por la cual reciben el nombre de nutrientes o bioestimuladores. Puesto que el nitrógeno es absolutamente básico para la síntesis de proteínas, será preciso conocer datos sobre la presencia del mismo en las aguas, y en qué cantidades, para valorar la

posibilidad de tratamiento de las aguas residuales domésticas e industriales mediante procesos biológicos.

Otros elementos dañinos que deben de eliminarse son el azufre, algunos metales pesados como el níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, el cinc, cobre, hierro y mercurio.

Cloruros: La fuente más común de cloruros en las aguas residuales domésticas son las heces humanas.

- **Gases**

Los gases que se encuentran en las aguas residuales son: nitrógeno (N₂), Oxígeno (O₂), dióxido de carbono (CO₂), sulfuro de hidrógeno (H₂S), el amoníaco (NH₃) y el metano (CH₄). Siendo así los tres últimos procedentes de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales.

c) Características biológicas:

Las aguas residuales tienen una gran cantidad de organismos procedentes de las excretas de personas y animales.

Muchos de ellos son patógenos y pueden originar desde una simple enfermedad hasta enfermedades muy graves que pueden llegar a ser mortales.

Los principales componentes biológicos y agentes infecciosos para el hombre y los animales que pueden encontrarse en el agua residual se pueden clasificar

en tres grandes grupos: las bacterias, los parásitos (protozoos y helmintos) y los virus.

Microorganismos

- **Bacterias**

Las bacterias se pueden clasificar como eubacterias procariotas unicelulares. Una de las más representativas es el grupo de los *Escherichia coli*, organismo común en heces humanas y animales de sangre caliente.

- **Hongos.**

Los hongos son protistas eucariotas aerobios, multicelulares, no fotosintéticos y quimio heterótrofos. Muchos de los hongos son saprófitos; basan su alimentación en materia orgánica muerta. Desde el punto de vista ecológico, los hongos presentan ciertas ventajas sobre las bacterias: pueden crecer y desarrollarse en zonas de baja humedad y en ámbitos con pH bajos.

- **Virus**

Los virus son partículas parasíticas, no tienen capacidad para sintetizar compuestos nuevos. En lugar de ello, invaden las células del cuerpo vivo que los acoge y reconducen la actividad celular hacia la producción de nuevas partículas virales a costa de las células originales. 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.

- **Algas**

Las algas pueden presentar serios inconvenientes en las aguas superficiales, puesto que pueden reproducirse rápidamente cuando las condiciones son favorables y causar lo que se conoce como eutrofización.

- **Plantas y Animales**

Las diferentes plantas y animales que tienen importancia para el ingeniero sanitario tienen tamaños muy variados: desde los gusanos y rotíferos microscópicos hasta crustáceos macroscópicos. Desde el punto de vista de la salud pública, existen ciertos gusanos que merecen especial atención y preocupación, tal es el caso de los organismos patógenos.

Organismos Patógenos

Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales pueden proceder de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad. Las principales clases de organismos patógenos son: las bacterias, los virus, los protozoos y el grupo de helmintos. Dado que es difícil y costoso identificar los diferentes microorganismos, se utiliza como

indicador de la contaminación por patógenos al grupo de coliformes totales y una fracción de ellos los coliformes fecales.

- **Coliformes fecales:** Aparte de otras clases de bacterias, cada ser humano evacua de 100.000 a 400.000 millones de organismos coliformes cada día. Por ello, se considera que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y que la ausencia de aquéllos es un indicador de que las aguas están libres de organismos que puedan causar enfermedades.
- **Coliformes totales:** No todos los coliformes son de origen fecal, por lo que se hizo necesario desarrollar pruebas para diferenciarlos a efectos de emplearlos como indicadores de contaminación. Se distinguen, por lo tanto, los coliformes totales (que comprende la totalidad del grupo) y los coliformes fecales (aquellos de origen intestinal). Desde el punto de vista de la salud pública esta diferenciación es importante puesto que permite asegurar con alto grado de certeza que la contaminación que presenta el agua es de origen fecal.
- **Helmintos:** Gusanos que pertenecen a diversos grupos zoológicos pueden parasitar al ser humano. Algunos de ellos tienen un ciclo biológico y una forma de transmisión sencilla, mientras que otros presentan un complicado ciclo biológico que puede incluir a varios huéspedes.

- **Nematelmintos:** Estos gusanos pueden hasta infectar plantas y animales. Los seres humanos hospedan alrededor de 50 especies de estos otros parásitos que son causa de graves enfermedades. Los más comunes son los áscaris, la triquina, los oxiuros, el anquilostoma y la filaria.

2.3.5. Fundamentos teóricos del tratamiento de aguas residuales.

Los requerimientos de tratamiento para un agua residual, específica, pueden determinarse mediante la comparación entre la carga de residuos permitida y la contaminación de las aguas residuales municipales y de ciertos tipos de industrias. La purificación requerida determina a su vez la selección del método de tratamiento de las aguas residuales, el cual debe adecuarse a la estructura comunal e industrial específica, así como a las condiciones particulares de los países en vías de desarrollo.

En cada caso específico, debe estimar la necesidad del desarrollo industrial o habitacional de cada país y el requisito básico de contar con un ambiente que no afecte a la población ni a la vegetación. Además deben desarrollarse y aplicarse medidas preventivas de protección ambiental, de tal manera que el desarrollo económico no tenga como efecto secundario una influencia negativa sobre:

- La salud pública
- La productividad del hábitat natural

- Los recursos naturales que suelen escasear.

2.3.6. Métodos para el tratamiento de aguas residuales.

El tratamiento de las aguas residuales puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. Todos estos se basan en fenómenos físicos, químicos y biológicos.

En general, el tratamiento de las aguas residuales tanto municipales como industriales incluye:

- La retención de las sustancias contaminantes, tóxicas y reutilizables, presentes en las aguas residuales.
- El tratamiento del agua.
- El tratamiento del lodo.

Según el tipo de tratamiento utilizado, se distingue entre las aguas residuales tratadas o llamadas también clarificadas, que son reutilizadas o descargadas en un cuerpo de agua receptor, y el lodo, que es reutilizado, almacenado, transformado o incinerado.

El tratamiento de las aguas residuales municipales se lleva a cabo, generalmente en dos o tres etapas, y por lo general se clasifican:

a) Proceso físico:

En estos métodos predomina la aplicación de fuerzas físicas e incluye la separación de sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales y su estabilización. Este método se usa para realizar la preclarificación y, en algunos casos, como por ejemplo el de viviendas aisladas, para la clarificación final.

Al tratar las aguas residuales municipales, es obligatorio el tratamiento físico, con él se asegura la remoción de material sólido, como ramas de árboles y pedazos de madera, animales muertos, hortalizas, restos de comida, trapos, telas y residuos de celulosa, así como otros elementos gruesos que se encuentran flotando o en suspensión en las aguas residuales. Como ejemplo se tiene: floculación, sedimentación, flotación, filtración, tamizado, mezcla y transferencia de gases.

b) Proceso químico:

El tratamiento de aguas residuales, el término “procesos químicos” se utiliza principalmente para denominar los métodos basados en reacciones netamente químicas y fisicoquímicas. Como ejemplo de ello se tiene: proceso de precipitación, adsorción y desinfección.

La finalidad de este tipo de procesos químicos es lograr lo siguiente:

- Neutralización de las descargas alcalinas o acidas;

- Separación de los sólidos que no pueden eliminarse a través de medios físicos simples;
- Separación de las sustancias coloidales mayormente orgánicas y de ciertas sustancias inorgánicas disueltas;
- Eliminación de residuos de grasas y aceite;
- Mejoramiento del efecto de clarificación de los sistemas de flotación y filtración,
- Reducción de la radiactividad de las aguas residuales contaminadas.

c) Procesos biológicos del tratamiento de las aguas residuales:

Las aguas residuales domésticas, industriales y comerciales contienen una gran diversidad de sustancias de forma disuelta y no disuelta, las cuales son aprovechadas por los microorganismos para su crecimiento (multiplicación) y para procesos metabólicos (conservación), lo que permitirá removerlas del agua residual. La conversión de dichas sustancias puede realizarse en un medio que contenga oxígeno (aerobio) o que carezca de él (anaerobio). Como ejemplo se puede mencionar: filtros percoladores, procesos de lodos activados, lagunas de estabilización, digestores anaerobios, reactor anaerobio de flujo ascendente, filtro anaerobio, lagunas anaerobias, etc.

En los sistemas de tratamiento se realizan aplicaciones y combinaciones de estas operaciones y procesos, dando origen a los distintos tipos de tratamiento.

2.3.7. Tipos de tratamiento de aguas residuales domésticas.

A pesar de que son muchos los métodos usados para el tratamiento de las aguas residuales, todos pueden incluirse dentro de los cinco procesos siguientes:

a) Tratamiento preliminar o pretratamiento:

En su expresión más general, el tratamiento preliminar ocurre a través de una secuencia de unidades de tratamiento encargadas de modificar la distribución del tamaño de las partículas presentes en el agua residual, como puede verse en la figura:



Figura 2.3.1. Esquema del pretratamiento o tratamiento preliminar.
Fuente: <http://es.wikibooks.org>

En la mayoría de las plantas, el tratamiento preliminar sirve para proteger el equipo de bombeo y hacer más fáciles los procesos subsecuentes del tratamiento. 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. Para alcanzar los objetivos de un tratamiento preliminar se emplean comúnmente los siguientes dispositivos:

1. Sistema de rejas
2. Desmenuzadores, ya sea molinos, cortadoras o trituradoras.
3. Desarenadores
4. Tanques separadores de grasa

Además de los anteriores, a veces se hace la cloración en el tratamiento preliminar. Como la cloración puede usarse en cualquier etapa de un tratamiento, se considera como un método independiente.

1. Sistema de rejas:

El primer paso en el tratamiento preliminar del agua residual consiste en la separación de los sólidos gruesos, esto se logra haciendo pasar el agua residual afluyente a través de rejillas de limpieza manual o mecánica, el objetivo principal de este elemento es el de brindar protección a las siguientes unidades que conforman a cada uno de los elementos de la planta de tratamiento.

Los materiales retenidos son principalmente papel, estopa de talleres (wiper), trapos, productos de la higiene femenina, cáscaras de frutas, restos vegetales, pedazos de maderas, tapones de botellas, latas, materiales plásticos, cepillos y otros objetos que pueden pasar por los inodoros o por las aberturas de los pozos de visita de la red de alcantarillado.



Figura 2.3.2. Vista frontal de un sistema de rejillas
Fuente: <http://es.wikibooks.org>

2. Desmenuzadores:

Los molinos, cortadoras y trituradoras, son dispositivos que sirven para romper o cortar los sólidos hasta un tamaño tal que permita que sean reintegrados a las aguas residuales sin peligro de obstruir las bombas o las tuberías, o afectar los sistemas de tratamientos posteriores.

3. Desarenadores:

El objetivo de los desarenadores es separar arenas, término que engloba a las arenas propiamente dichas, gravas, cenizas y cualquier otra materia pesada que tenga velocidad de sedimentación o peso específico superiores a los sólidos orgánicos putrescibles del agua residual. Los desarenadores se ubican a continuación de las unidades de rejilla y antes de los tanques de sedimentación primaria o de homogeneización de caudales, en caso de contar con esta unidad, con el propósito de reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales, conductos y unidades de digestión, para disminuir la frecuencia de limpieza por causa de acumulación excesiva de arena en tales unidades.

4. Tanques separadores de grasa:

Estas unidades consisten en un depósito dispuesto de tal manera que la materia flotante ascienda y permanezca en la superficie del agua residual hasta que se recoja y elimine, mientras que el líquido sale del tanque de forma continua, a través de una abertura sumergida situada en el lado opuesto de la entrada y a una cota inferior a ésta, por debajo de unas pantallas deflectoras de espumas bastante profundas, para facilitar la flotación y eliminación de cualquier sólido que pueda sedimentarse.

b) Tratamiento primario:

El objetivo del tratamiento primario, es disminuir la carga orgánica del agua a través de procesos físicos acondicionándola para el tratamiento secundario.

Por este tratamiento se separan o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos en las aguas negras, o sea aproximadamente de 40 a 60 por ciento, mediante el proceso físico 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 por ciento de los sólidos suspendidos.

El tratamiento primario o sedimentación primaria se emplea como parte del pretratamiento dentro del procesamiento integral de las aguas residuales y su finalidad es de remover sólidos suspendidos fácilmente sedimentables por medio de: sedimentación, filtración, flotación, precipitación.

Los tratamientos primarios, al ser utilizados como paso previo a un tratamiento biológico, su función es reducir la carga en las unidades de tratamiento biológico.

Normalmente el tratamiento primario se diseña para proporcionar un tiempo de retención de 90 a 150 minutos, para el caudal medio del agua residual. Si se emplea como paso previo al tratamiento biológico pueden diseñarse con

tiempos de retención menores (30 a 60 minutos) y por lo tanto se obtendrá una menor eliminación de sólidos suspendidos.

Los tanques de sedimentación primaria deberán eliminar del 50% al 70% de los sólidos suspendidos y del 25 al 40% de la DBO5. Cabe mencionar que se deben diseñar dos o más tanques con objeto de que el proceso permanezca en funcionamiento mientras uno de ellos esté fuera de servicio por reparación o mantenimiento.

Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, estos tanques sirven para la eliminación de sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en los cuerpos receptores y materia flotante.

Algunos dispositivos empleados para la separación de sólidos son:

- **Fosa séptica:**

Estos dispositivos combinan los procesos de sedimentación y de digestión anaerobia de lodos; usualmente se diseñan con dos o más cámaras que operan en serie. En el primer compartimiento se efectúa la sedimentación, digestión de lodos y su almacenamiento. Debido a que en la descomposición anaerobia, se producen gases que suspenden a los sólidos sedimentados en la primera cámara, por lo cual se requiere de una segunda cámara para mejorar el proceso, evitando que los sólidos sean arrastrados con el efluente; es decir, el segundo compartimiento proporciona una sedimentación y capacidad de almacenamiento de fango adicional y, por tanto, sirve para proteger contra la descarga de fango u otro material que pueda escaparse de la primera cámara.

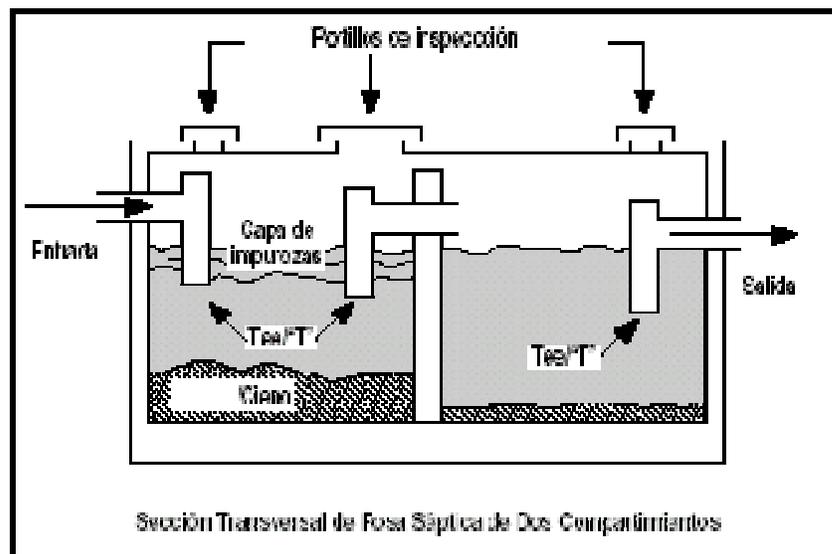


Figura 2.3.3: Esquema de una fosa séptica convencional.

Fuente: Tesis-“Diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento para la Ciudad de San José Guayabal”. De Elin Chinchilla y Eva Rodríguez, año 2010.

- **Tanque Imhoff:**

Consiste en un tanque de dos pisos en el cual la sedimentación tiene lugar en el compartimiento superior, y la digestión y acumulación de lodos en el compartimiento inferior. Los tanques Imhoff convencionales son unidades rectangulares o circulares que no cuentan con calentamiento; los tanques circulares se usan para caudales pequeños. La remoción de sólidos sedimentables y la digestión anaerobia de estos sólidos es similar a la que ocurre en un tanque séptico.

Como se observa en la figura 2.3.4 los sólidos que se sedimentan pasan a través de una abertura ubicada en la parte inferior del compartimiento superior o cámara de sedimentación, hacia el compartimiento inferior para su digestión a la temperatura ambiente.

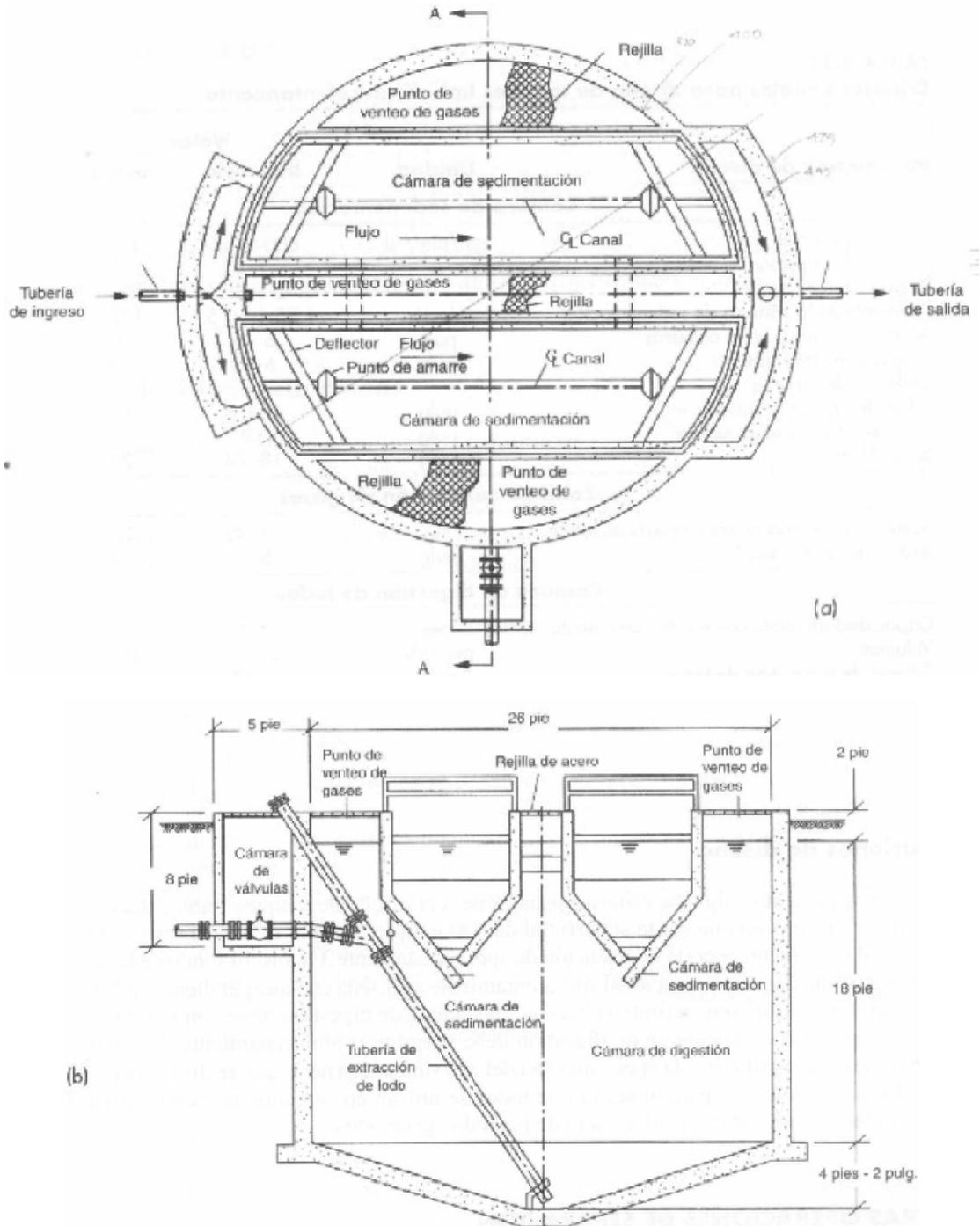


Figura 2.3.4: Tanque Imhoff circular: (a) planta y (b) sección transversal.
 Fuente: "Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas poblaciones", Ron Crites y George Tchobanoglous, Editorial Mc. Graw Hill, 2000.

Las espumas se acumulan en la cámara de sedimentación así como en los respiradores de gas situados a los lados de ésta. Los gases graduados en el proceso de digestión en el compartimiento inferior se escapa a través de los respiraderos o zona de venteo de gases.

En fin la operación del Tanque Imhoff consiste en eliminar las espumas a diario y evacuarlas en el respiradero de gas más próximo y en la inversión del flujo, cambiando la entrada; y por lo tanto la circulación del agua residual dos veces al mes para distribuir los sólidos de manera uniforme en los dos extremos del compartimiento de digestión de acuerdo con el diseño y en la extracción periódica de lodos digeridos hacia los patios de secado.

- **Sedimentadores primarios (o primario avanzado):**

A diferencia de la Fosa Séptica y los Tanques Imhoff, en estas unidades no se tratan los lodos; por lo que los lodos necesitan de tratamiento adicional. Estas unidades tienen como función la reducción de los sólidos suspendidos, grasas y aceites de las aguas residuales. Las eficiencias esperadas son del 55% de los sólidos. Cuando se utilizan coagulantes, por ejemplo sulfato de aluminio, cloruro férrico o sulfato férrico, para aumentar la eficiencia del sistema, este es considerado tratamiento primario avanzado.

Los tanques de sedimentación pequeños, deben ser proyectados sin equipo mecánico. La forma de ellos puede ser rectangular, cuadrada y circular (con una tolva de lodo central).

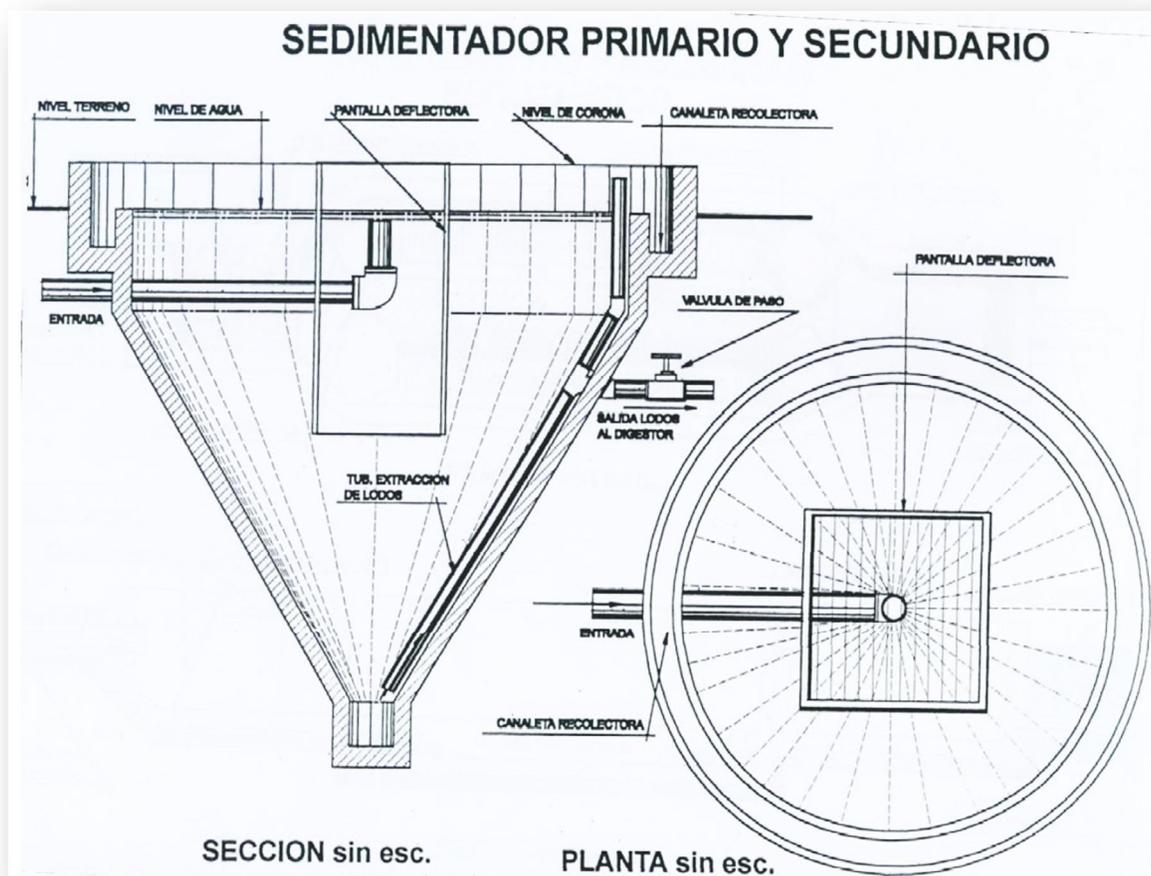


Figura 2.3.5. Esquema de un tanque de sedimentación simple. (Planta y Corte).
Fuente: "Aspectos importantes sobre manejo de aguas residuales", MSPAS, 2005.

c) Tratamiento secundario:

La aplicación de un tratamiento secundario tiene como finalidad de remover material orgánico en suspensión. Este tratamiento permite la aplicación de procesos biológicos, aprovechando la acción de microorganismos, que en su proceso de alimentación degradan la materia orgánica. La presencia o ausencia

de oxígeno disuelto en el agua residual, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aeróbicos (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno).

Algunos dispositivos empleados en el tratamiento secundario son:

1. Filtros percoladores:

En el filtro percolador el agua residual es roseada sobre la piedra y se deja que se filtre a través del lecho, este filtro consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que los microorganismos se adhieren y a través del cual se filtra el agua residual. El tamaño de las piedras de que consta el medio filtrante está entre 2.5 – 10cm de diámetro, la profundidad de estas varía de acuerdo al diseño particular, generalmente de 0.9 – 2.4m con un promedio de profundidad de 1.8m. Ciertos filtros percoladores usan medios filtrantes plásticos con profundidades de 9 – 12m. Actualmente el lecho del filtro es circular y el residuo líquido se distribuye por encima del lecho mediante un distribuidor giratorio.



Figura 2.3.6. Filtro percolador cuadrado.

Fuente: Tesis-“Diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento para la Ciudad de San José Guayabal”. De Elin Chinchilla y Eva Rodríguez, UES, 2010.

2. Lodos activos:

Desde el punto de vista de funcionamiento, el tratamiento biológico de aguas residuales mediante el proceso de lodos activados, se realiza a través de un tanque o reactor biológico, donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio en suspensión y se realiza la oxidación de la materia orgánica. El contenido del reactor se conoce con el nombre de "líquido mezcla".

El ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de difusores, que también sirve para mantener el líquido mezcla en estado de mezcla completa.

Al cabo de un periodo determinado de tiempo, la mezcla de las nuevas células con las viejas se conduce hasta un tanque de sedimentación para su separación del agua residual tratada.

Una parte de las células sedimentadas se recircula para mantener en el reactor la concentración de células deseada, mientras que la otra parte se purga del sistema (fango en exceso). La eficacia de eliminación DBO_5 es de un 75 a un 95%.

3. Sistemas de lagunaje

Los sistemas de lagunaje se utilizan para estabilizar aguas residuales o desechos orgánicos, lo que de forma casual o no, es tan antigua como la naturaleza misma, los cuales no se empezaron a usar hasta la segunda mitad del siglo XX.

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar agua, de poca profundidad, con períodos de retención, y de fácil construcción con respecto a otros sistemas de tratamiento.

Los sistemas de lagunaje se pueden clasificar con relación a la presencia de oxígeno en: aerobios, facultativos, anaerobios y de maduración o terciarios.

a) Lagunas Aerobias

En su forma más simple, son grandes depósitos excavados en el terreno, de poca profundidad, que se emplean en el tratamiento de agua residual por medio de procesos naturales, que incluyen el uso de bacterias y algas; presentan condiciones aerobias en toda su profundidad. De este tipo de lagunas existen dos tipos, una que su objetivo es maximizar la producción de algas, con

profundidad entre 15 y 50 cm; y otra que su objetivo es maximizar la cantidad de oxígeno producido, con profundidad de hasta 1.5m. La eficacia de estas lagunas en la eliminación de DBO5 es alta, por encima del 95 %.

b) Lagunas Facultativas

En estas lagunas la estabilización se lleva a cabo mediante una combinación de bacterias facultativas, anaerobias y aerobias. En dichas lagunas existen tres zonas; una zona superficial en la que existen bacterias aerobias y algas en una relación simbiótica; una zona, intermedia, que es parcialmente aerobia y anaerobia en la que la descomposición de los residuos orgánicos la llevan a cabo las bacterias facultativas; y una zona, inferior anaerobia en la que se descomponen activamente los sólidos acumulados por la acción de las bacterias anaerobias. Estas lagunas se alimentan con agua residual procedente de un proceso previo de desbaste o con el efluente de un tratamiento primario.

c) Lagunas Anaerobias

Se utilizan para el tratamiento de agua residual de alto contenido orgánico, que también contenga una alta concentración de sólidos. Son generalmente profundas, excavadas en el terreno y dotadas de un sistema de conducciones de entrada y salida adecuadas. Los residuos a tratar sedimentan en el fondo de la misma, y el efluente parcialmente clarificado se vierte a otro proceso posterior.

Estas lagunas son anaerobias en toda su profundidad, excepto en una estrecha franja cercana a la superficie. Tienen una eficacia en eliminación de DBO5 superior al 70 %, aunque a veces se logran de hasta un 85 %.

d) Tratamiento terciario o avanzado:

Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una alta calidad físico-química-biológica, al cual se realiza por medio de desinfección o micro filtración y pasos adicionales como sistemas de lagunaje. Es el procedimiento más completo para tratar el contenido de las aguas residuales, pero no ha sido ampliamente adoptado por ser muy caro.

El tratamiento terciario proporciona una etapa final para aumentar la calidad del efluente al estándar requerido antes de que éste sea descargado al ambiente receptor (mar, río, lago, campo, etc.) Más de un proceso terciario del tratamiento puede ser usado en una planta de tratamiento. Si la desinfección se practica siempre en el proceso final, es siempre llamada pulir el efluente.

Las metas de tratamiento varían de acuerdo al reuso que se le pretenda dar a esta agua. Generalmente no se utiliza este tipo de tratamiento para aguas residuales municipales, a menos que el reuso de las aguas tenga alguna aplicación en la industria y en algunos casos en protección de un área ecológicamente sensitiva.

En la mayoría de los casos el tratamiento terciario de aguas residuales urbanas queda limitado a una desinfección para eliminar patógenos, normalmente

mediante la adición de cloro gas, en las grandes instalaciones, e hipoclorito, en las de menor tamaño. La cloración sólo se utiliza si hay peligro de infección. Cada vez más se está utilizando la desinfección con ozono que evita la formación de organoclorados que pueden ser cancerígenos.

Dentro de los sistemas de desinfección más usados podemos mencionar:

- **Cloración:**

La cloración de las aguas residuales consiste en la aplicación de cloro para lograr un propósito determinado. El cloro puede introducirse en forma de gas, de solución acuosa, o en la forma de hipoclorito de sodio o de calcio, los cuales, al disolverse en agua, desprenden cloro. Como el cloro gaseoso cuesta mucho menos que el que se obtiene a partir de los hipocloritos, es el que se usa generalmente para tratar las aguas residuales, salvo en las raras ocasiones en que sólo se necesita una cantidad de cloro relativamente pequeña. El cloro es el mismo, no importa de dónde provenga, y su aplicación a las aguas residuales se controla usualmente por medio de dispositivos especiales que se conocen bajo los nombres de cloradores, clorinizadores y otros similares.

El cloro se agrega a las aguas residuales para diversos propósitos, entre los cuales incluyen:

1. Desinfección.
2. Prevención de la descomposición de las aguas negras.

3. Mejoras en la operación de la planta.
4. Disminución o demora de la demanda bioquímica de oxígeno³.

- **Radiación ultravioleta**

En este caso la desinfección se realiza mediante un equipo ultravioleta que proporciona una desinfección inmediata y más efectiva que la cloración. Otra ventaja añadida es que no requiere de depósitos de contacto ya que la desinfección se realiza de forma instantánea mediante el paso de agua por el equipo de tratamiento ultravioleta lo que favorece este tipo de tratamiento terciario cuando no se disponga de espacio suficiente para un tratamiento con cloro o con ozono.

- **Ozonización**

El ozono es un poderoso oxidante y desinfectante con una velocidad de esterilización superior a la de un tratamiento convencional de cloro aumentando su eficacia. Esto permite tratamientos con ozono con tanques de contacto muy reducidos ya que únicamente son necesarios unos tres minutos de tiempo de contacto para asegurar la desinfección.

e) Tratamiento de lodos:

El lodo proveniente de la sedimentación y de los procesos de tratamiento biológico debe estabilizarse o tratarse antes de disponer de él o de reutilizarlo.

³ "Manual de Tratamiento de Aguas Negras", Hernan E. Hilleboe, Editorial Limusa.

La necesidad de procesar el lodo es para eliminar olores desagradables, reducir o inhibir la putrefacción potencial y reducir su contenido de organismos patógenos. Las características de los lodos son consecuencia del uso que se les haya dado a las aguas.

El tratamiento de los lodos depende de su composición y del tipo de agua residual del que proviene. Las fases más usuales en un proceso de tratamiento y evacuación de lodos son: concentración o espesamiento, digestión, acondicionamiento, secado, incineración y/o eliminación. El tratamiento de los lodos será en función de las disponibilidades económicas, destino final previsto, existencia de espacio, etc.

2.3.8. Parámetros a considerar para la zona de ubicación de la planta de tratamiento.

Para el diseño definitivo de la planta de tratamiento se deberá contar como mínimo con la siguiente información básica:

- Levantamiento topográfico detallado de la zona donde se ubicarán las unidades de tratamiento y de la zona de descarga de los efluentes;
- Estudios de desarrollo urbano o agrícola que puedan existir en la zona escogida para el tratamiento;
- Datos geológicos y geotécnicos necesarios para el diseño estructural de las unidades, incluido el nivel freático;

- Datos hidrológicos del cuerpo receptor, incluido el nivel máximo de inundación para posibles obras de protección;
- Datos climáticos de la zona; y
- Disponibilidad y confiabilidad del servicio de energía eléctrica.

Los sistemas de tratamiento deben ubicarse en un área suficientemente extensa y fuera de la influencia de cauces sujetos a torrentes y avenidas, y en el caso de no ser posible, se deberán proyectar obras de protección. El área deberá estar lo más alejada posible de los centros poblados, considerando las siguientes distancias:

- 500 m como mínimo para tratamientos anaerobios;
- 200 m como mínimo para lagunas facultativas;
- 100 m como mínimo para sistemas con lagunas aeradas; y
- 100 m como mínimo para lodos activados y filtros percoladores.

Las distancias deben justificarse en el estudio de impacto ambiental.⁴

⁴ Tomado de Norma Técnica OS.090 - "Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales" del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

**CAPITULO III: MONOGRAFIA
DE LA CIUDAD DE ARMENIA.**

3.1. Aspectos históricos

La ciudad de Armenia antiguamente llamada Guaymoco ya existía cuando los españoles aparecieron en El Salvador y era habitada por indios yaquis o pipiles.

En Idioma Náhuatl tal toponímico significa: “donde está el adoratorio de las ranas”, pues proviene de guay, rana: mumuz (o mu en forma incluida), adoratorio y co, en donde está algo (sufijo locativo).

El pueblo de Guaymoco era uno de los más importantes en aquella época, producían cacao, bálsamo, maíz, chile y frijoles en abundancia, además de poseer una activa industrial textil.

La ciudad de Armenia, ha tenido varios nombres dentro de su evolución histórica, siendo ellos los de Mihuatán, Ueymucuz (Guaymoco) y San Silvestre Armenia.

Cronológicamente, el más antiguo y trascendental es el Mihuatán, como comunidad indígena pre colonial asentada en un sitio conocido, ahora por Tzacualpa en el Valle de Zapotitán. Dicho nombre es citado en las cartas del Adelantado don Pedro de Alvarado a Hernán Cortez y por el geógrafo Juan López de Velasco en su Geografía y Descripción Universal de las Indias escrita del año 1,570 a 1,574, de tal manera, pues que habiendo ausencia a de una fecha precisando podría establecer un dato formal acerca de su fundación.

Durante la administración del doctor Rafael Zaldívar la Cámara Legislativa le otorgó el Título de Villa por Decreto de fecha 22 de febrero de 1881.

Durante la administración del General Rafael Antonio Gutiérrez y por Decreto Legislativo del 25 de abril de 1898 se creó el distrito Judicial de Armenia, con cabecera en la Villa de Armenia y jurisdicción en los pueblos de San Julián Cacaluta, Santa Isabel Ishuatán y Cuisnahuat, del departamento de Sonsonate, y los de Sacacoyo, Tepecoyo, Jayaque y Teotepeque, del Departamento de la Libertad.

Siendo Presidente de la República Don Jorge Meléndez y por Decreto Legislativo de fecha 9 de septiembre de 1,919 se le otorga el título de Villa de Armenia.

Armenia es cuna del eminente odontólogo salvadoreño doctor Carlos N. Zepeda inventor del revolucionario “Articulador Zepeda “.

3.2. Población

En 1890, Armenia contaba con una población de 3,728 habitantes.

Los censos de 1930, arrojaron la cantidad de 2,499 hombres y 2,532 mujeres; en 1950, el resultado fue 2,616 hombres y 2,887 mujeres; en 1961, se registraron 3,128 hombres y 3,558 mujeres; en 1971, el censo arrojó 4,232

hombres y 4,561 mujeres; el censo de 1992, fue 5,645 hombres y 6,219 mujeres, (todos censos los anteriores de población del área urbana).

Para los censos de 1930, fueron 2,291 hombres y 2,181 mujeres; en 1950, el resultado fue 3,194 hombres y 3,015 mujeres; en 1961, se registraron 3,623 hombres y 3,365 mujeres; en 1971, el censo arrojó 6,180 hombres y 5,855 mujeres; el censo de 1992, fue 6,110 hombres y 5,839 mujeres (pobladores del área rural).

El censo más actual data del año 2007 y sus resultados son: 34,912 habitantes en total, del área urbana son 23,994 y 10,918 habitantes del área rural.

3.3. Aspectos físicos

3.3.1. Localización y colindancia.

Armenia es municipio del departamento de Sonsonate. Está limitado por los siguientes municipios: al norte, por El Congo (departamento de Santa Ana) y Ciudad Arce (departamento de La Libertad); al este, por Sacacoyo (departamento de La Libertad); al sur, por Tepecoyo (departamento de La Libertad); y al oeste, por San Julián e Izalco. Se encuentra ubicado entre las coordenadas geográficas siguientes: 13° 48' 43" LN (extremo septentrional) y 13° 42' 18" LN (extremo meridional); 89° 26' 38" LWG (extremo oriental) y 89° 32' 46" LWG (extremo occidental).

3.3.2. Extensión territorial

El área del municipio es de 65.6 kilómetros cuadrados lo que representa el 5.4 por ciento del área total del departamento de Sonsonate.

3.3.3. Clima

El clima es fresco y pertenece al tipo de tierra caliente y templada. El monto pluvial anual oscila entre 1,700 y 1,900 milímetros.⁵

3.3.4. Orografía

Las elevaciones más notables en el municipio son los cerros: Las Peñitas, El Caballito, De Petacas y Masatepeque; las lomas: Santa Julia, Las Brisas, San Juan y El Tacuazín.

⁵ Fuente: Archivos municipales de la ciudad de Armenia.

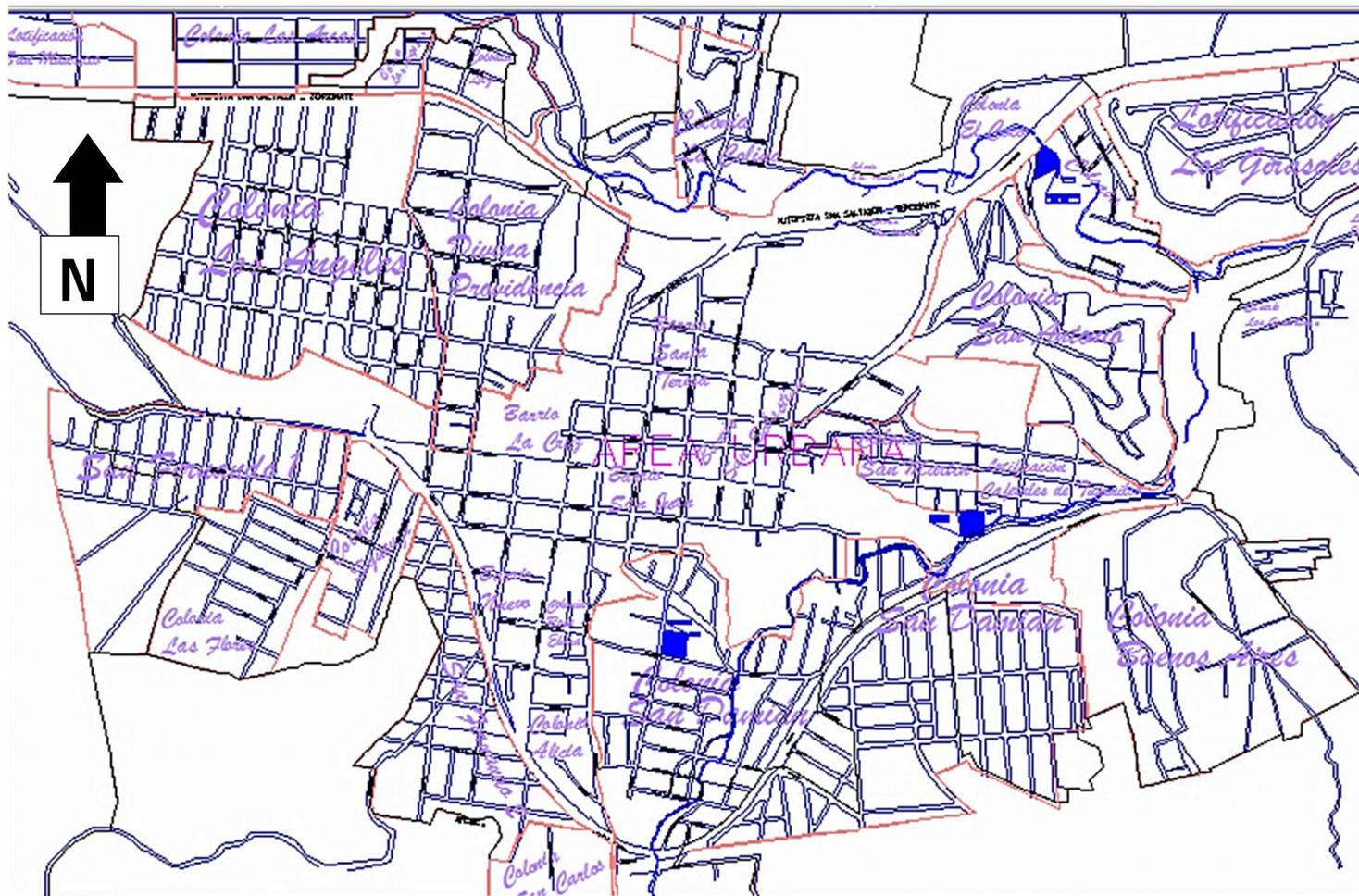


Figura 3.3.1. Área Urbana del Municipio de Armenia
Fuente: Archivos municipales de la Alcaldía de Armenia

Cerros Principales:

- **Las Peñitas:**

Está situado a 1.5 kilómetros al oeste de la ciudad de Armenia. Su elevación es de 760.0 metros sobre el nivel del mar.

- **El Caballito:**

Está situado a 3.2 kilómetros al suroeste de la ciudad de Armenia. En su cúspide se encuentra ubicado el vértice geodésico Caballito. Su elevación es de 1,083.1 metros sobre el nivel del mar.

- **De Petacas.**

Está situado a 5.0 kilómetros al suroeste de la ciudad de Armenia. Es compartido con el municipio de San Julián. Su elevación es de 960.0 metros sobre el nivel del mar.

3.3.5. Hidrografía

Riegan el municipio los ríos Azacualpa o El Pito y Agua Caliente.

Ríos Principales:

Azacualpa o El Pito. Nace de la unión de las quebradas Barranca El Pital y Barranca del Puente o Llano Grande a 4.5 kilómetros al noroeste de la ciudad

de Armenia. Corre con rumbo de oeste a este. La longitud de su recorrido dentro del municipio es de 5.0 kilómetros.

Agua Caliente. Se forma de la confluencia del río Azacualpa o El Pito y de las quebradas Barranca Victoria y El Muerto a 1.5 kilómetros al noroeste de la ciudad de Armenia. Corre con rumbo de oeste a este. Finaliza su recorrido en el punto conocido como canal río Copapayo. La longitud de su recorrido dentro del municipio es de 7.0 kilómetros.

3.4. Servicios básicos

3.4.1. Vías de acceso

La ciudad de Armenia se comunica a través de la Carretera (CA-8) con las ciudades de Izalco, San Julián y con el cantón y caserío Lourdes, del municipio de Colón (departamento de La Libertad). Cantones y caseríos se enlazan a la cabecera municipal por medio de caminos vecinales.

3.4.2. Infraestructura

Las coordenadas geográficas centrales de la ciudad son: 13° 44' 39" LN y 89° 30' 06" LWG. Las calles son pavimentadas, adoquinadas y empedradas; siendo las más importantes la Doctor Arturo Araujo y la Alberto Masferrer, las avenidas 3 de Abril y 9 de Septiembre.

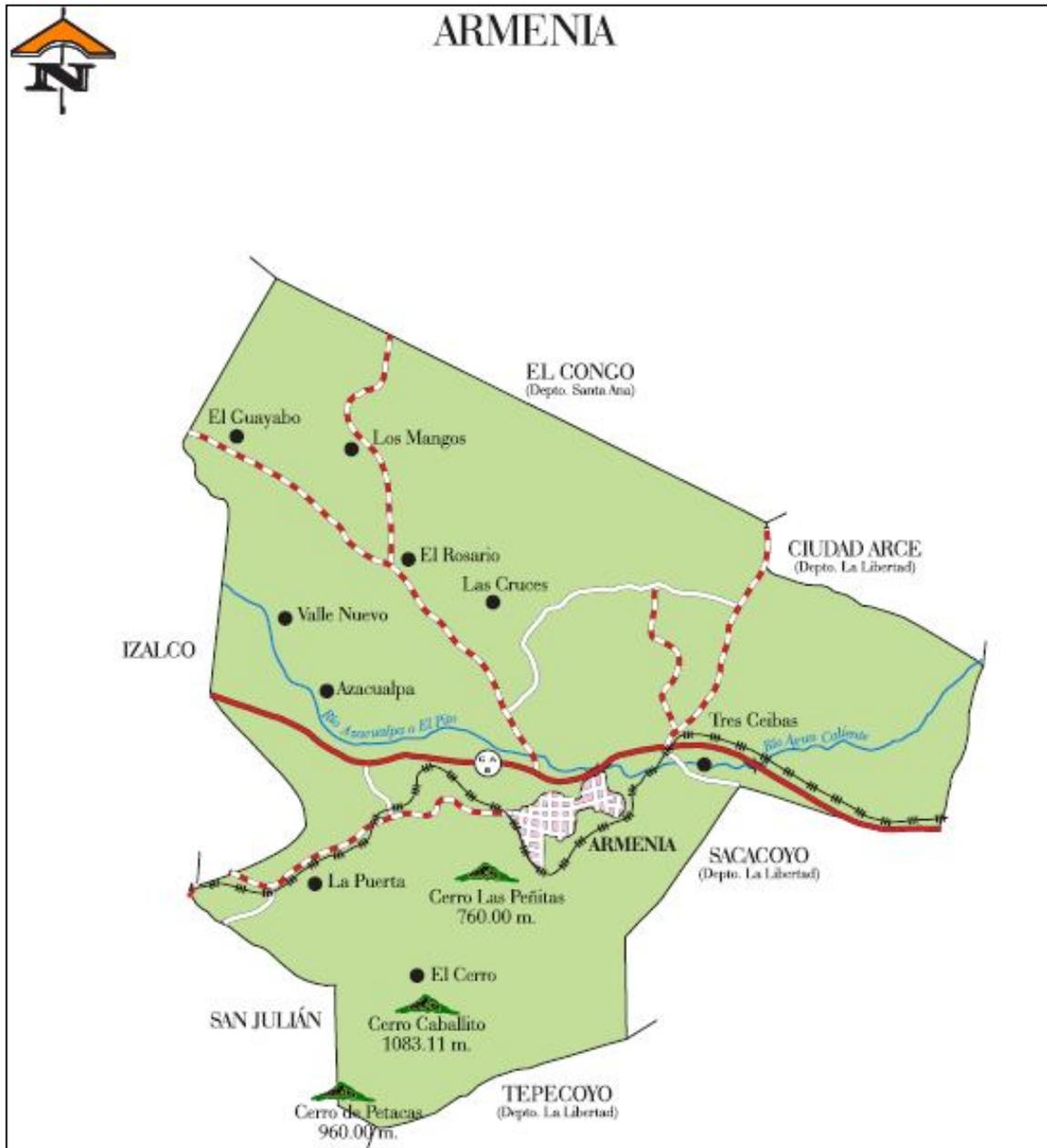


Figura 3.3.2: Localización, colindancia y orografía del Municipio de Armenia.
Fuente: Archivos municipales de la Alcaldía de Armenia.



**Figura 3.4.1: Fotografía de Calle de concreto asfáltico en Armenia.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación**



**Figura 3.4.2: Fotografía de calle de concreto hidráulico en Armenia.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.**



Figura 3.4.3: Fotografía de Calle adoquinada.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.

Entre los servicios públicos y edificaciones de importancia con que cuenta el municipio de Armenia, están:

Alcaldía Municipal, Iglesia Católica, varias iglesias cristianas evangélicas, servicio de agua potable (EMDAR⁶), telecomunicaciones, energía eléctrica, dos agencias bancarias, una Unidad de Salud, un Centro de Cruz Roja, un parque, cinco centros educativos públicos urbanos, un kínder Garden, dos colegios privados, un Instituto Nacional, Policía Nacional Civil, cementerio,

⁶ EMDAR: Empresa Municipal Descentralizada de Agua de Armenia.

rastrero municipal, un mercado, un estadio, una cancha de basket ball y transporte colectivo.



Figura 3.4.4: Fotografía de la Iglesia San Silvestre y Parque municipal, ciudad de Armenia.

Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.



**Figura 3.4.5: Fotografía de Unidad de Salud de Armenia.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.**



**Figura 3.4.6: Fotografía de Parque municipal de Armenia.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.**



**Figura 3.4.7: Fotografía de la Alcaldía municipal de Armenia.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.**



**Figura 3.4.8: Fotografía de Policía Nacional Civil (PNC), Armenia.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.**



**Figura 3.4.9: Fotografía de “Centro Escolar Católico San José” en Armenia.
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.**

CAPITULO IV: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL.

4.1. Cálculo de parámetros para el diseño del alcantarillado pluvial

4.1.1. Caudal de diseño:

Para el cálculo del caudal de diseño en cada colector se ha utilizado el método racional. Para tal motivo es necesaria, previamente, la determinación de las variables que se incluyen en la fórmula del método mencionado, las cuales se presentan a continuación.

$$Q = \frac{CIA}{60}$$

Dónde:

Q: Caudal de diseño particular, l/s.

C: coeficiente de escorrentía, adimensional.

I: Intensidad de lluvia, mm/min.

A: Área tributaria de tramo, m².

A continuación se muestra el método y los parámetros utilizados para la determinación de las variables de la fórmula racional del sistema del alcantarillado llamado "RED II", cabe notar que la intensidad de lluvia (I) es general para todo el proyecto.

4.1.2. Área tributaria de tramo (A):

Para la determinación de las áreas tributarias de cada tramo se trabajó con el programa Auto CAD en base a los planos de la ciudad (obtenidos por medio de catastro de la ciudad de Armenia) y la dirección del flujo que el agua precipitada tomaría en las calles y avenidas.

4.1.3. Coeficiente de escorrentía (Cp):

Para el siguiente análisis se utilizará un coeficiente de escorrentía medio para cada tramo, es decir que, para el cálculo del coeficiente de escorrentía no se calculó (directamente) en cada tramo la medida de cada área de los distintos tipos de superficie, sino que después de analizar la ciudad se tomaron proporciones del área tributaria para definir así el área de calles, de techos y de zona verde. En la siguiente tabla se especifican los porcentajes tomados en base al área tributaria:

$$A = Ath + Azv + Aca$$

Donde:

CODIGO	DESCRIPCION	% DE AREA TRIBUTARIA
Ath	Área de techos	61.6
Azv	Área de zonas verde (jardines, parque, etc.)	15.4
Aca	Área de calzada	23
	TOTAL=	100

Tabla 4.1.1 Porcentajes de Área tributaria.
Fuente: Elaborado por Equipo de Trabajo de Graduación

Estos porcentajes fueron obtenidos tras el análisis del plano en planta de armenia utilizando como herramienta el programa Auto CAD centrado en 5 zonas seleccionadas aleatoriamente cada una de ellas con forma cuadrada de 10000 m² de área.

Se calculó las áreas correspondientes a casas y caminos, obteniendo como resultado promedio porcentajes del 77% y 23% respectivamente, luego el porcentaje de área de casas se separo en área de techos y área de zonas verdes dando para ellas un porcentaje del 80% para techos y 20% para zonas verdes, resultando así 61.6% y 15.4% respectivamente.

La tabla siguiente muestra los datos obtenidos tras el análisis de las 5 zonas aleatorias antes mencionadas.

No.	AREAS CALCULADAS (m ²)		PROCENTAJES (%)	
	A. CASAS	A. CALLES	A. CASAS	A. CALLES
1	7923	2077	79.23	20.77
2	7756	2244	77.56	22.44
3	7268	2732	72.68	27.32
4	7543	2457	75.43	24.57
5	7867	2133	78.67	21.33
		PROMEDIO =	76.714	23.286
		APROXIMADO =	77	23

Tabla 4.1.2: Porcentajes de área de casas y calles
Fuente: Elaborado por Equipo de Trabajo de Graduación.

Del capítulo 2.1.5.2 se conoce que la ecuación para el coeficiente de escorrentía medio es:

$$C_m = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

Donde:

C_m = Coeficiente de escorrentía medio

C_i = Coeficiente de escorrentía del área i

A_i = Superficie del área i

Los valores utilizados de C_i para las diferentes superficies son:

DESCRIPCION	<u>C_i</u>
<i>SUPERFICIE DE CALLE</i>	
MEZCLA ASFALTICA	0.875
CONCRETO HIDRAULICO	0.875
ADOQUINADO	0.8
BALASTRO	0.4
<i>SUPERFICIE DE TECHOS Y ZONA VERDE</i>	
TECHO IMPERMEABLE	0.775
ZONA VERDE	0.35

**Tabla 4.1.3: Valores promedio para Coeficiente de Escorrentía.
Fuente: Elaborado por Equipo de Trabajo de Graduación.**

A continuación se presenta una sección como muestra de la tabla de cálculo realizada en Microsoft Excel para el análisis y cálculo de las variables mencionadas anteriormente.

CUADRA			AREA TOTAL PARTICULAR (3)	A. TECHOS (4)	A. Z. VERDE (5)	A. C. PAVIMENTADA O ASFALTADA (6)	A. C. ADOQUINADA (7)	A. C. BALASTREADA (8)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (9)
EJE (1)	ENTRE (2)								
B	45	44	2133.61	1314.304	328.576			490.730	0.62
B	44	43	2260.77	1392.634	348.158			519.977	0.62
B	43	42	2099.07	1293.027	323.256			482.786	0.62
B	42	41	2575.05	1586.231	396.557			592.261	0.62
B	41	40	146.15	90.028	22.507	33.614			0.73
B	40	39	1092.68	673.091	168.272	251.316			0.73
B	39	46	3428.95	2112.233	528.058	788.658			0.73
B	46	FIN	1374.71	846.821	211.705	316.183			0.73
45	B	C	960.04	591.385	147.846			220.809	0.62
44	B	C	2083.52	1283.448	320.862			479.209	0.62
43	B	C	2130.41	1312.333	328.083			489.994	0.62
42	B	C	2102.57	1295.183	323.795			483.591	0.62
41	B	C	1815.90	1118.594	279.649	417.657			0.73
40	B	C	1704.60	1050.034	262.508	392.058			0.73
39	B	C	2572.39	1584.592	396.148	591.649			0.73

Tabla 4.1.4 Cálculo de los coeficientes de escorrentía.
Fuente: Elaborado por Equipo de Trabajo de Graduación.

Las columnas 1 y 2 contienen la información sobre las calles analizadas por cuadras, se optó por darle nombre de letras y números a las calles para mayor

facilidad en el análisis en la columna 3 se introducen los valores de las áreas tributarias posteriormente calculadas y luego bajo los porcentajes y ecuaciones ya mencionadas se calculan las áreas por techos (4), zona verde (5) y calzada (6, 7 ú 8) para esta ultima debe especificarse de qué tipo de material es la calzada de la cuadra, ya en la columna (9) se muestran los coeficientes de escorrentía resultantes en base a las ecuación ya explicadas.

4.1.4. Intensidad de lluvia (I):

Para la realización del diseño del sistema de aguas lluvias; en lo concerniente a la determinación de la intensidad de diseño debe de escogerse una estación pluviográfica, la cual represente de la mejor manera las características de las precipitaciones que se dan en el área de estudio.

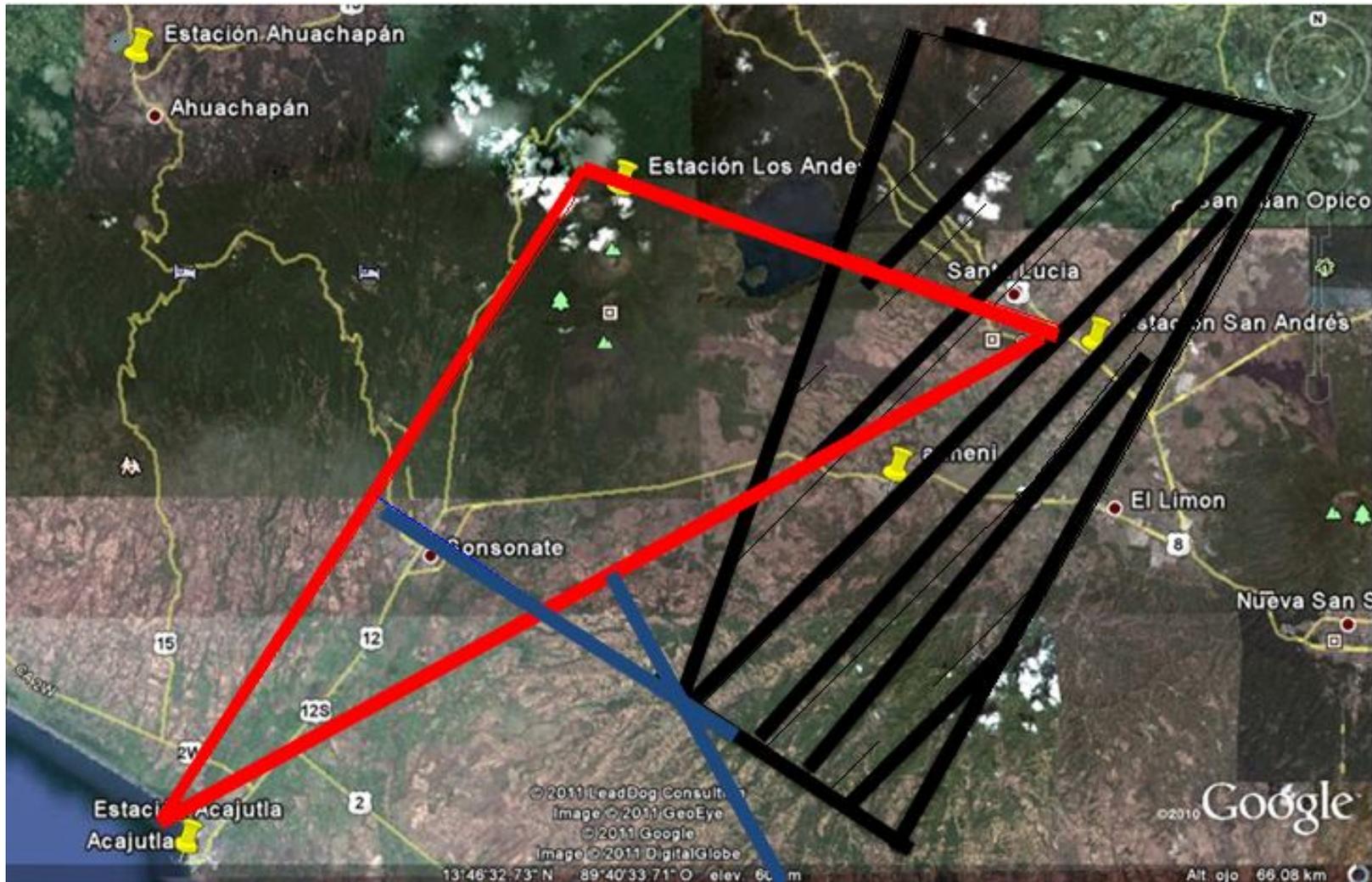
A continuación se presentan los datos pluviométricos correspondientes a la estación pluviográfica utilizada para la determinación de la intensidad de diseño:

INTENSIDADES MAXIMAS ABSOLUTAS ESTACION SAN ANDRES													
Duración (min.)/Intensidad (mm/min)													
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
Año	5'	10'	15'	20'	30'	45'	60'	90'	120'	150'	180'	240'	360'
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
PROMEDIO	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
DESVIACION	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 4.1.5: Intensidades Máximas Absolutas en Estación San Andrés.

Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales SNET.

Se estimó como estación representativa la estación Pluviográfica San Andrés, por su mayor proximidad con la zona del proyecto, ya que posee una buena cantidad de registros y sobre todo porque al realizar el método de Thiessen (figura 4.1.1), se encuentra que es la estación que posee mayor área de influencia en la zona del proyecto localizado en el municipio de Armenia.

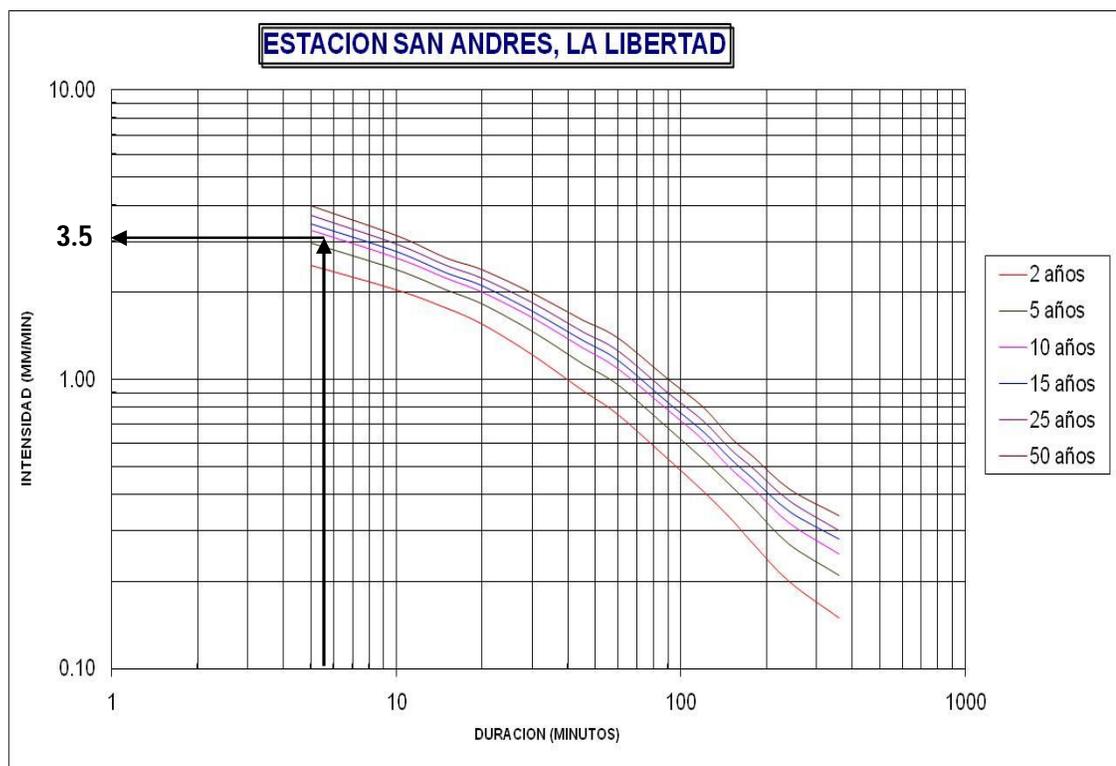


El achurado en negro representa la zona de influencia en la que recae la ciudad de armenia, siendo esta la Estación San Andrés.

Figura 4.1.1: Método de Polígonos de Thiessen

Fuente: Google Earth

Al abocarse al Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), se obtuvieron los datos del pluviómetro y además se obtuvieron las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia, las cuales se utilizaran para el análisis del diseño del sistema de alcantarillado pluvial, estas curvas se presentan a continuación.



**Figura 4.1.2: Curvas Intensidad - Duración y Frecuencia, Estación San Andrés.
Fuente: SNET, 2011.**

La intensidad de lluvia de diseño se toma para un periodo de retorno de 15 años y una tormenta de 5 minutos de duración, dando como resultado (como se muestra en la imagen) una intensidad de 3.5 mm/min.

A continuación se muestra una sección de la tabla realizada en Microsoft Excel para el cálculo final del caudal de diseño por cuadra:

CUADRA			AREA TOTAL PARTICULAR (3)	A. TECHOS (4)	A. Z. VERDE (5)	A. C. PAVIMENTADA O ASFALTADA (6)	A. C. ADOQUINADA (7)	A. C. BALASTREADA (8)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (9)	CAUDAL DE DISEÑO (Q [=] l/s) (10)
EJE (1)	ENTRE (2)									
B	45	44	2133.61	1314.303	328.575			490.730	0.62	77.17
B	44	43	2260.77	1392.634	348.158			519.977	0.62	81.76
B	43	42	2099.07	1293.027	323.256			482.786	0.62	75.92
B	42	41	2575.05	1586.230	396.557			592.261	0.62	93.13
B	41	40	146.15	90.028	22.507	33.614			0.73	6.22
B	40	39	1092.68	673.090	168.272	251.316			0.73	46.53
B	39	46	3428.95	2112.233	528.058	788.658			0.73	146.02
B	46	FIN	1374.71	846.821	211.705	316.183			0.73	58.54
45	B	C	960.04	591.384	147.846			220.809	0.62	34.72
44	B	C	2083.52	1283.448	320.862			479.209	0.62	75.35
43	B	C	2130.41	1312.332	328.083			489.994	0.62	77.05
42	B	C	2102.57	1295.183	323.795			483.591	0.62	76.04
41	B	C	1815.90	1118.594	279.648	417.657			0.73	77.33
40	B	C	1704.60	1050.033	262.508	392.058			0.73	72.59
39	B	C	2572.39	1584.592	396.148	591.649			0.73	109.54

Tabla 4.1.6: Cálculo del caudal de diseño por cuadra.
Fuente: Elaborado por Equipo de Trabajo de Graduación.

Las primeras 9 columnas de la tabla siguen la misma dinámica mencionada en el apartado de coeficiente de escorrentía, ya en la columna 10 se multiplica el área tributaria particular (3), el coeficiente de escorrentía (9) y la intensidad de lluvia de diseño que es una constante (3.5 mm/min), procediendo luego al diseño de las redes de alcantarillado pluvial según como permita la topografía.

4.1.5. Diseño de las redes del alcantarillado pluvial.

Al analizar el área completa del proyecto en base a la topografía de este se concluyó que existe la necesidad de realizar 21 redes independientes, todas ellas trabajando por gravedad y con su respectiva descarga.

Se presenta a continuación el método empleado para el diseño de las redes de alcantarillado pluvial, para ellos se escogió la red 2 como ejemplo, ubicada en la Colonia La Divina Providencia al Oeste de la Alcaldía Municipal del Municipio de Armenia.

4.1.6. Diseño de la RED II del alcantarillado pluvial.

Para el cálculo de las muchas variables presentes en el diseño se auxilió de una hoja de cálculo de Microsoft Excel realizando una tabla de cálculo con las ecuaciones pertinentes.

Cabe notar que datos como longitudes, altitud de pozos y pendientes de terreno se calcularon a partir del plano catastral del Municipio de Armenia utilizando el

programa AutoCAD, y otros como el caudal particular de cada tramo se extrajo a partir de los cálculos realizados en el apartado anterior.

4.1.6.1. Ejemplo de diseño de un colector.

Ya que el procedimiento de diseño de cada colector es repetitivo solo se presentara como ejemplo el diseño del colector entre los pozos 6 y 3 de la red II.

Tramo P6-P3

Datos de diseño:

$$\text{De tramo 7 - 6: } A_{\text{tributaria}} = 2,019.25 \text{ m}^2 \quad C_p = 0.62$$

$$I = 3.5 \text{ mm/min}$$

$$Q_{P7-P6} = 209.94 \text{ l/s}$$

$$\text{De tramo 6 - 3: } S(\text{tub}) = 3.5 \% \quad n = 0.015 \text{ (Material: concreto)}$$

El caudal parcial aportado a este tramo por medio de tragantes al pozo 6 se calcula utilizando la formula racional obteniendo:

$$Q_p = \frac{CIA}{60}$$

$$Q_p = \frac{0.62 * 3.5 * 2019.25}{60}$$

$$Q_p = 73.03 \text{ l/s}$$

El caudal acumulado para el tramo P6-P3 es la suma del caudal del tramo anterior y el caudal superficial que aporta al tramo en estudio:

$$Q_{P6-P3} = 209.94 + 73.03$$

$$Q_{P6-P3} = 282.97 \text{ l/s}$$

Ahora con la pendiente propuesta, el coeficiente de Manning y el caudal del tramo P6-P3 se determina el mínimo diámetro requerido en condiciones de flujo a tubo lleno con la formula de Manning despejada para el diámetro, con el caudal en metros cúbicos por segundo y el diámetro en metros.

$$\emptyset = \left(\frac{3.21 * Q * n}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$\emptyset = \left(\frac{3.21 * 0.28297 * 0.015}{\sqrt{0.035}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$\emptyset = 0.3744 \text{ m} * \frac{1 \text{ pulg}}{0.0254 \text{ m}}$$

$$\emptyset = 14.74 \text{ pulg}$$

Tomando el diámetro comercial inmediatamente superior al requerido se tiene que para el tramo P6-P3 de la red II el diámetro de diseño será $\emptyset = 18''$

A continuación se presenta la tabla de cálculo utilizada junto a una breve descripción de cada columna.

RED II																		
Pozo N°	Elevación (m)	Pozo Salida N°	Pozo de Llegada N°	Long. Tub. (m)	Desniv. (m)	S natural (%)	S tub. (%)	Prof. Salida (m)	Prof. Llegada (m)	Q parcial (l/s)	Q acumulado (l/s)	Material	Coef. Mat.	Diám. teórico (pulg)	Diám. comercial (pulg)	S Max. (%)	Sal. Real (m)	Lleg. Real (m)
1	579.1	1	2	50.58	1.80	3.56	2.57	2.00	1.50	50.86	50.86	CON	0.015	8.21	18	5	2.45	1.95
2	577.3	2	3	49.65	2.10	4.23	3.02	2.10	1.50	136.32	187.18	CON	0.015	12.98	18	5	2.55	1.95
3	575.2	8	7	51.00	0.10	0.20	0.50	1.50	1.65	63.43	63.43	CON	0.015	12.12	18	5	1.95	2.1
4	575.3	7	6	48.57	2.80	5.76	3.50	2.60	1.50	146.51	209.94	CON	0.015	13.18	18	5	3.05	1.95
6	576.0	6	3	71.49	0.80	1.12	3.50	1.50	3.20	73.03	282.97	CON	0.015	14.74	18	5	1.95	3.65
7	578.8	3	4	51.33	-0.10	-0.19	0.97	3.20	3.80	232.00	702.15	PVC	0.011	23.47	24	3	3.65	4.4
8	578.9	4	desc	44.52	4.10	9.21	2.93	4.30	1.50	175.93	878.08	CON	0.015	23.3	24	3	4.9	2.1
desc	571.2																	

Tabla 4.1.7: Ejemplo de diseño de una red del Sistema de Alcantarillado Pluvial
Fuente: Elaborado por Equipo de Trabajo de Graduación.

Descripción de columnas:

1. Numero asignado a cada pozo de la red del sistema de alcantarillado.
2. Elevación del pozo, obtenido según la ubicación del pozo en el plano catastral del Municipio de Armenia.
3. Pozo de inicio (o salida) del tramo (3) – (4).
4. Pozo final (o de llegada) del tramo (3) – (4).
5. Longitud de tubería del tramo, obtenida del plano catastral del Municipio de Armenia.
6. Desnivel del tramo, diferencia de elevación entre el pozo inicial y final.
7. Pendiente del terreno natural, calculada a partir de la longitud del tramo y su desnivel.
8. Pendiente de tubería, dato introducido teniendo el cuidado de cumplir los requerimientos del diseño, basándose en no exceder la pendiente máxima según el diámetro de la tubería presente en la columna (17).
9. Profundidad a la que saldrá la tubería del pozo (3), medida desde la calzada **hasta el lomo** de la tubería.
10. Profundidad a la que llegara la tubería al pozo (4), medida desde la calzada **hasta el lomo** de la tubería.
11. Caudal de diseño correspondiente únicamente al caudal que adquieren los tragantes del pozo de salida (3).

12. Caudal de diseño correspondiente al caudal que adquieren los tragantes del pozo de salida (3) más el caudal de los tramos anteriores de un mismo ramal.
13. Material del que está hecho la tubería del tramo, vale aclarar que PVC = Cloruro de polivinilo, y CON = concreto.
14. Coeficiente de Mannig del material de la tubería, utilizado para el cálculo del diámetro teórico de la tubería.
15. Diámetro teórico mínimo que deberá tener la tubería de ese tramo, calculado a partir de la pendiente de la tubería (8), el caudal acumulado (12) y el coeficiente de Mannig (14) según el material de la tubería. Pulgadas.
16. Diámetro comercial correspondiente al diámetro inmediato superior del diámetro teórico en pulgadas.
17. Pendiente máxima que el diámetro comercial (16) puede tener para un buen desempeño.
18. Profundidad a la que se debe enterrar la tubería de salida del pozo (3), es decir, profundidad de la base de la tubería del pozo de salida.
19. Profundidad a la que se debe enterrar la tubería de entrada al pozo (4), es decir, profundidad de la base de la tubería del pozo de llegada.

La descarga de las aguas pluviales será en una quebrada sin nombre perteneciente a la Colonia La Divina Providencia a 1.5 m de profundidad (respecto a la altura del talud) usando disipadores de energía para el caso.

Se siguió el mismo procedimiento para la 20 redes restantes obteniendo resultados satisfactorios, se debe mencionar que todas las tuberías de tragante a pozo serán de diámetro de 15 pulgadas de PVC.

Se presenta al final de este documento el plano de la planta y perfiles de la red II del alcantarillado pluvial.

Se presentan las tablas de cálculos a todas las redes del sistema de alcantarillado a continuación:

Tablas de cálculo para alcantarillado pluvial.

(13 PAG)

4.1.7. Diseño estructural de pozos de concreto reforzado

En el Art. 92 del Reglamento de la Ley de Urbanismo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales se presentan 2 casos para los cuales deben diseñarse estructuralmente los pozos de visita de los sistemas de alcantarillado pluvial.⁷

Habiendo encontrado casos como los que menciona el referido artículo, se presenta a continuación los cálculos del diseño estructurales efectuado para los pozos de visita de la red de alcantarillado pluvial que así lo necesiten. Cabe notar que el cono del pozo seguirá siendo de mampostería de ladrillo de barro, solamente el cilindro del pozo será de concreto reforzado.

Se presenta el diseño de un pozo de visita de 1.5m de diámetro y de hasta 9m de profundidad.

4.1.7.1. Cálculo de cargas de diseño:

a) Cargas muertas:

Las cargas muertas que se tomaran en cuenta para el diseño serán las cargas por el suelo sobre el pozo, por el cono de mampostería sobre el cilindro, por la capa de pavimento sobre la proyección circular en planta del pozo, el cálculo se muestra a continuación.

⁷ Referirse a capítulo 2.1.2 de este documento.

- **Carga por suelo natural (Ps):**

$$Ps = Vs \times \gamma_s$$

Donde:

Ps: Carga debida al suelo sobre el cilindro del pozo.

Vs: Volumen de suelo sobre el cilindro del pozo.

γ_s : Peso volumétrico del suelo natural, 1800 Kg/m³.

$$Vs = \frac{1}{3} * \left(\pi * \left(\frac{1.5}{2} \right)^2 \right) * 1.5 = 0.88 \text{ m}^3$$

$$Ps = 0.88 * 1800 = 1584 \text{ Kg}$$

- **Carga por cono de pozo (Pco):**

$$Pco = Vco \times \gamma_{co}$$

Donde:

Pco: Carga debida al cono de ladrillo de arcillo sobre el cilindro del pozo.

Vco: Volumen del cono sobre el cilindro del pozo.

γ_{co} : Peso volumétrico del ladrillo de arcilla, 1700 Kg/m³.

$$Vco = 1.5 * 0.2 * \left(\pi * \frac{0.6 + 1.5}{2} \right) \approx 1 \text{ m}^3$$

$$Pco = 1 * 1700 = 1700 \text{ Kg}$$

- **Carga por pavimento (Ppv):**

$$Ppv = Vpv \times \gamma pv$$

Donde:

Ppv: Carga debida al suelo sobre el cilindro del pozo.

Vpv: Volumen de suelo sobre el cilindro del pozo.

γpv : Peso volumétrico del suelo natural, 2400 Kg/m³.

$$Vpv = 0.1 * \left(\pi * \left(\frac{1.5}{2} \right)^2 \right) = 0.177 \text{ m}^3$$

$$Ppv = 0.177 * 2400 = 424.8 \text{ Kg}$$

- **Carga muerta total (D):**

$$D = Ps + Pco + Ppv = 1584 + 1700 + 424.8 = 3708.8 \text{ Kg}$$

b) Carga viva (L):

La única carga viva a tomarse en cuenta será la ocasionada por un auto de 5 toneladas, asumiendo que solo afectara al pozo la carga de una llanta a la vez y que la carga total del automóvil se distribuye de igual manera en cada llanta, es decir.

$$L = \frac{5000}{4} = 1250 \text{ Kg}$$

c) Carga por sismo (E):

La carga por sismo se tomara como el 10% de la carga muerta total, es decir:

$$E = 0.1 * D = 0.1 * 3708.8 = 370.88 \text{ Kg}$$

d) **Cargas últimas:**

$$Pu = 1.4D + 1.7L = 1.4(3708.8) + 1.7(1250) = 7,317 \text{ Kg}$$

A partir de esta carga última (Pu) se calcula el esfuerzo último (Qu) que se utilizara pues el diseño se realizara para un metro de longitud.

$$Qu = \frac{Pu}{Sc} = \frac{7317}{\pi * 1.5} = 1552.72 \text{ Kg/m}$$

Donde: Sc, es la longitud de la circunferencia del cilindro del pozo.

Carga ultima por sismo:

$$Qus = \frac{2 * E}{h} = \frac{2 * 370.88}{9} = 82.42 \text{ Kg/m}$$

$$Mus = \frac{Qus * h^2}{3} = \frac{82.42 * 9^2}{3} = 2,225.34 \text{ Kg.m}$$

Donde:

Qus: carga ultima debido a sismo.

Mus: momento ultimo debido a sismo.

h: altura del cilindro.

Distribución de cargas últimas.

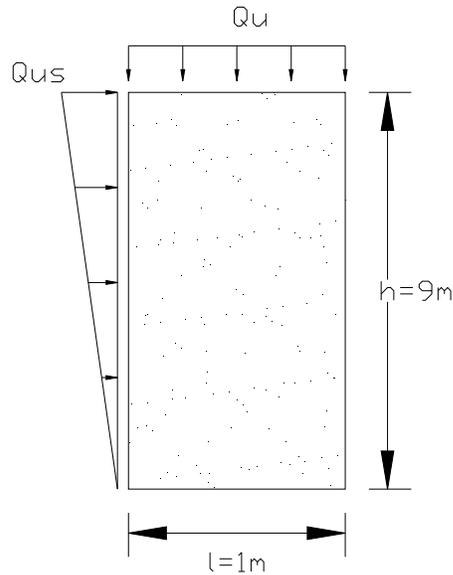


Figura 4.1.3: Diagrama de distribución de cargas
Fuente: Diseñado por equipo de Trabajo de Graduación.

Como se mencionó anteriormente el análisis se hará para una franja de 1 m de ancho. La siguiente ecuación es para analizar si la carga viva y por sismo es influyente.

$$0.2f'_c \geq \frac{Q_u}{b * l} + \frac{6 * M_{us}}{b * l^2}$$

Tomando una resistencia a la compresión del concreto de:

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Y un ancho (b) asumido de 30cm.

$$\frac{1552.72}{30 * 100} + \frac{6 * 2225.34 * 10^2}{30 * 100^2} = 4.97 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$0.2f'_c = 0.2 * 210 = 42 \frac{Kg}{cm^2} \gg 4.97 \frac{Kg}{cm^2}$$

Por lo tanto la pared del pozo no necesita refuerzo por sismo ni por carga viva.

Se continuara el análisis para el cálculo de refuerzo debido a carga muerta.

Ecuación empírica para análisis por carga muerta:

$$\phi Pd = 0.55\phi f'_c A_g \left(1 - \left(\frac{Kh}{32b} \right)^2 \right)$$

Donde:

ϕPd : Capacidad del elemento a resistir las cargas de compresión (Pu).

ϕ : factor de seguridad para análisis por carga muerta, $\phi = 0.65$.

K: Factor de longitud efectiva, para el caso tiene el valor de 1.

A_g : Área de la sección transversal del elemento.

Si: $\phi Pd > Pu$, el elemento solamente necesitara la cuantía de acero mínimo establecido por el código ACI.

$$\phi Pd = 0.55 * 0.65 * 210 * (30 * 100) \left(1 - \left(\frac{1 * 900}{32 * 30} \right)^2 \right) = 27,273.34 Kg > Pu$$

$$= 7317Kg$$

Por lo tanto el acero que se ocupara será el mínimo, es decir:

Refuerzo vertical:

$$A_{sv} = \rho_v * A_g$$

Donde:

A_{sv} : Área de acero necesaria.

ρ_v : Cuantía de acero requerido, para el caso es la mínima, es decir 0.0012.

$$A_{sv} = 0.0012 * (30 * 100) = 3.6 \frac{cm^2}{m}$$

De igual manera se respeta la separación máxima dada por el código ACI, la cual será la menor de los siguientes casos:

$$S_{max} \begin{cases} 3 * b \\ 45cm \end{cases}$$

Como: $3b = 3 * 30 = 90cm$, la máxima separación será 45cm.

En base a estos parámetros se escogieron varillas #4 Grado 40 separadas a cada 35cm, pues cumple con los requisitos.

Refuerzo horizontal:

$$A_{sh} = \rho_h * A_g$$

Donde:

Ash: Área de acero necesaria.

pv: Cuantía de acero requerido, para el caso es la mínima, es decir 0.0025.

$$Ash = 0.0025 * (30 * 100) = 7.5 \frac{cm^2}{m}$$

De igual manera se respeta la separación máxima dada por el código ACI, la cual será la menor de los siguientes casos:

$$S_{max} \begin{cases} 3 * b \\ 45cm \end{cases}$$

Como: $3b = 3 * 30 = 90cm$, la máxima separación será 45cm.

En base a estos parámetros se escogieron varillas #5 Grado 40 separadas a cada 20cm, pues cumple con los requisitos.

Debe aclararse que el diseño presentado solo es válido para alturas de pozo hasta de 9m, para alturas mayores a esta se realizó el mismo análisis obteniendo la misma disposición de varillas de acero horizontal y verticalmente pero con un ancho de pared de 35 cm hasta 11.0 m de profundidad, de igual manera para pozos menores de 6m pero que necesiten refuerzo el ancho de pared será de 20 cm con la misma disposición de acero en ambas direcciones.

4.1.7.2. Detalle y diseño final para pozos estructurales:

PERFIL DE POZO DE VISITA DE CONCRETO REFORZADO

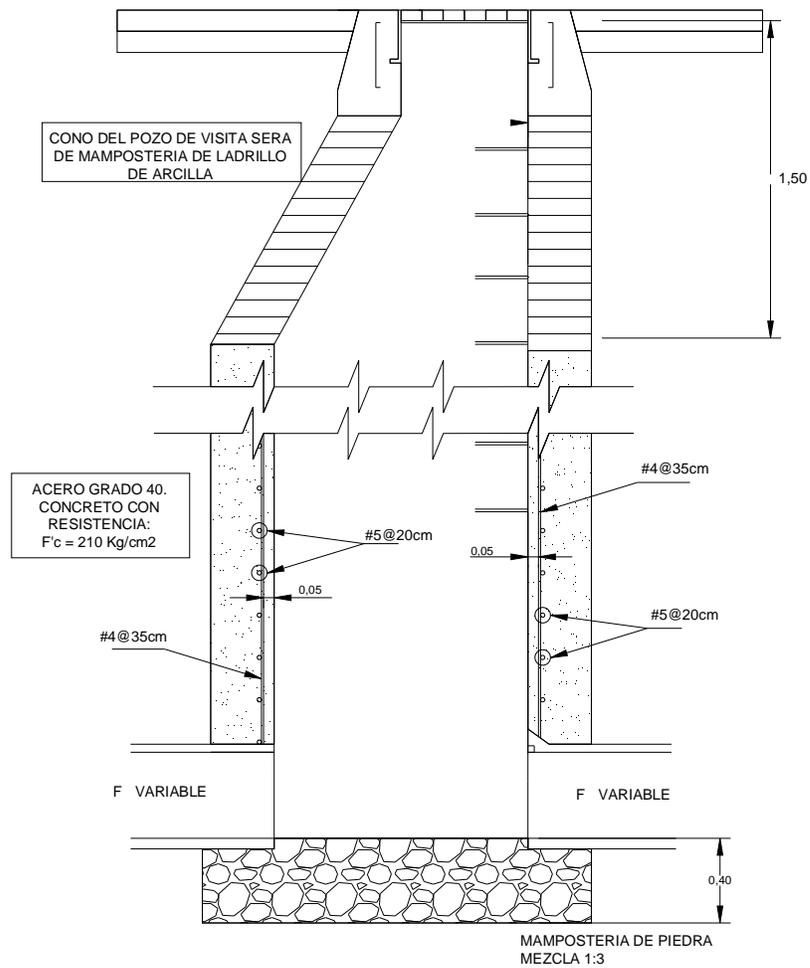


Figura 4.1.4: Perfil de pozo de visita estructural.
Fuente: Diseñado por equipo de trabajo de graduación.

4.2. Presupuesto de la red de alcantarillado pluvial.

Es proponer el valor de una cosa aún no realizada. El presupuesto es una aproximación del costo de una obra, su calidad depende de cuan aproximado resulta el costo real, el cual se conocerá hasta que la obra esté terminada y las cuentas liquidadas.

4.2.1. Tipos de presupuesto

Existen diferentes tipos de presupuestos:

- **Presupuesto general:** es usado en presupuestos oficiales y/o en la formulación de ofertas de licitaciones.
- **Presupuesto por partida:** es empleado para presentar oferta a clientes privados y anteproyectos. Es bastante resumido y no entra en detalles.
- **Presupuesto desglosado:** se descompone cada rubro en insumos (materiales y mano de obra); se formula también como un presupuesto de campo para un mejor control de la obra, es útil además dentro de un sistema de control de costos. Se emplea también para proyectar y negociar la formula polinómica de reajuste de precios.

4.2.2. Elementos de un presupuesto:

Existen elementos comunes a los diferentes tipos de presupuestos, que conviene conocer, estableciendo su rol y particular importancia. Entre estos elementos comunes tenemos lo siguiente:

- **La hoja universal:** es la tabla común sobre la que vertemos los datos que conforman el presupuesto. Su nombre proviene de los usos que puede dársele.
 - a) Se utiliza en todos los idiomas y todos los países
 - b) Se utiliza en presupuestos generales, desglosados, ofertas de licitación, análisis de costos unitarios y hasta para utilizar en recepción de obra.

- **Cantidades de obra.**

Errores en el cálculo de cantidades conducen a las órdenes de cambio y a presupuestos engañosos. El cálculo de las cantidades de obra implica el mayor riesgo de error en el proceso de formulación de un presupuesto, generalmente los errores son por omisión o cantidades de obra deficientes que pueden significar pérdidas significativas para el constructor, por lo que se amerita adoptar una metodología que reduzca al mínimo dicho riesgo de error.

4.2.3. Consideraciones generales:

Al contar con el diseño hidráulico del sistema de alcantarillado y con las especificaciones técnicas, se puede proceder hacer una estimación de costos para su construcción. Para esto, es necesario calcular la cantidad de obra, sus costos unitarios y dividir por partidas la ejecución de la obra.

Se optó por auxiliarse de hojas de cálculo para facilitar los procesos matemáticos necesarios para el cálculo del presupuesto.

- En el presupuesto se incluye los costos directos y los costos indirectos.
- Se agrega el impuesto al valor agregado (IVA) del valor de las obras, que es de 13% (considerando que el precio de los materiales no incluyen IVA).
- Los costos indirectos serán un porcentaje de los costos directos en cada partida del proyecto, que en este caso se considera del 35%.
- Este presupuesto se presenta de forma general, de tal manera que se aproxima lo más posible al costo real de la ejecución del proyecto. Para un presupuesto más específico se debe contar con un estudio de suelos, un levantamiento topográfico detallado y una verificación de los precios de mano de obra, materiales y herramientas a la fecha de ejecución del proyecto ya que pueden variar con el tiempo.
- Los precios de los materiales se cotizaron en San Salvador, por lo que se debe verificar los precios en la zona de proyecto ya que pueden aumentar si se incluye el precio del transporte hasta Armenia.
- En la partida de las cajas tragantes se considera como unidad la construcción de una caja completa, la cual tendrá una altura promedio.
- Para las partidas de pozos de visita, primero se deberán clasificar en pozos con refuerzo o pozos sin refuerzo, según lo indican las especificaciones técnicas de este proyecto.
- Para la partida de excavaciones se ha considerado utilizar retroexcavadora, limitándose su uso a la excavación de las zanjas.

- Se considera en el presupuesto que toda la compactación será hecha con material selecto y no con material del lugar por lo que el precio de la partida puede variar si en el estudio de suelos respectivo se considera adecuado el material del lugar para recompactar.
- Para el desalojo se ha considerado que todo el material proveniente de la excavación será desechado, tanto la tierra como el material proveniente de las demoliciones.
- En la partida de adoquinado se ha considerado la reutilización del adoquín existente por lo que el precio de la partida puede variar si se decide colocar adoquín nuevo.

4.2.4. Presupuesto del alcantarillado pluvial

A continuación se presenta la tabla resumen del presupuesto para el sistema de alcantarillado pluvial, desglosado en seis partidas.

TABLAS DE PRESUPUESTO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL

(3 PAG)

CAPITULO V: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO SANITARIO

5.1. Consideraciones para el diseño del alcantarillado sanitario

- El diseño del alcantarillado sanitario será de tipo “separado de las aguas lluvias” es decir que será capaz de transportar únicamente las aguas residuales generadas por el uso doméstico.
- El alcantarillado será diseñado para que trabaje a gravedad aprovechando la topografía de la zona y los colectores serán diseñados para que trabajen como canales abiertos.
- El material de las tuberías utilizado para la presente propuesta de diseño es polivinilo (PVC) Rib loc.
- El diseño de la red de alcantarillado sanitario se realizará en base a la normativa de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), tomando en cuenta los siguientes aspectos:
 - a. La proyección de la población se realizará por medio del método geométrico por ser más desfavorable que el método aritmético.
 - b. El período de diseño será de 20 años.
 - c. El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario, sumando a este un caudal por infiltraciones incontroladas.
 - d. El factor que se usará para determinar el caudal máximo horario será de 2.4
 - e. Se usará la fórmula de Chezy – Manning: $V = \left(R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \right) / n$

Donde:

V: Velocidad en m/s.

R: Radio hidráulico en m.

S: Pendiente en m/m.

N: coeficiente de rugosidad (adimensional)

f. El coeficiente de rugosidad para PVC es $n=0.011$

g. La dotación que se utilizara será de 125 l/p/d.

h. La velocidad mínima real en colectores primarios y secundarios

$$M_{\text{mínima real}} = 0.5\text{m/s}$$

i. La velocidad máxima con el caudal de diseño será 5.0 m/s la cual corresponde a las tuberías de PVC.

j. El factor de seguridad que se utilizará para tuberías de $8'' \leq \varnothing \leq 12''$ será de 2 y para tuberías $\varnothing = 15''$ será de 1.8.

k. La distancia máxima entre pozos será de 100 m.

l. La pendiente mínima que se usará será de 1%, pero en tramos donde se necesite, se hará excepciones y se justificará la aplicación de pendientes mínimas no menores de 0.50% siempre y cuando el material utilizado sea PVC y el tramos sea no inicial.

5.2. Disposición de la red de alcantarillado sanitario

5.2.1. Descripción del sistema de alcantarillado sanitario.

Debido a la topografía del municipio será necesario diseñar 3 sistemas de alcantarillado sanitario cada uno independiente de los otros dos y con sus respectivas plantas de tratamiento.

Red de alcantarillado sanitario 1:

El sistema 1 con un área de influencia de 39.5 Ha empieza en la zona Oeste de la colonia San Fernando I donde el agua será recolectada por las tuberías y pozos de visita para ser llevadas hasta la calle Arturo Araujo donde se encuentra la tubería principal de este sistema, la tubería principal tomara la calle de la Línea Férrea hacia el Sur-Este colectando así, por medio de sus ramificaciones, las aguas de las colonias Las Flores, Sigüenza, San Fernando II, Alicia, parte sur de colonia Rosa Elvira y del Barrio Nuevo. Ingresando por el extremo sur de la avenida 9 de Septiembre al área de ubicación de la planta de tratamiento 1.

Red de alcantarillado sanitario 2:

El sistema 2 con un área de influencia de 24.4 Ha empieza en la parte Oeste de la colonia Divina Providencia donde el agua será recolectada por las tuberías y pozos de visita para ser llevadas hasta la calle Arturo Araujo donde se encuentra la tubería principal de este sistema, la tubería principal baja hacia la

Segunda Calle Oriente siguiendo hacia el Este colectando así, por medio de sus ramificaciones, las aguas de la parte Norte de la colonia Rosa Elvira y San Martín, y los barrios La cruz, Barrio San Juan y la zona Sur del barrio San Sebastián. Ingresando por el extremo Este de la Segunda Calle Oriente al área de ubicación de la planta de tratamiento 2.

Red de alcantarillado sanitario 3:

El sistema 3 con un área de influencia de 18.4 Ha empieza en la colonia Santa Teresa donde el agua será recolectada por las tuberías y pozos de visita para ser llevadas hasta la avenida 3 de Abril donde se encuentra la tubería principal de este sistema, la tubería principal llega hasta la carretera San Salvador - Sonsonate siguiendo hacia el Este paralelo a la carretera colectando así, por medio de sus ramificaciones, las aguas de las colonias Santa María I y San Antonio, y los barrios Santa Teresa y San Sebastián (Norte). Ingresando a la altura de la Avenida Los Sauces (Colonia San Antonio) al área de ubicación de la planta de tratamiento 3.

5.2.2. Ubicación de los colectores

Las tuberías estarán ubicadas al sur de las calles y al oeste de las avenidas a una distancia de 1.5 m del cordón, en la calles y avenidas donde el ancho de calzada es menor o poco mayor a 3 m se ha optado por reducir la distancia de

ubicación de las tuberías a no menos de la mitad del establecido, siendo en promedio la medida utilizada de 1 m.

Los colectores estarán a una profundidad mínima de 1.20 m sobre la corona de la tubería y una profundidad máxima de 3.00 m sobre la cabeza de la tubería, en los tramos en donde el colector esté a profundidades mayores de 3.00 m se habrán colectores paralelos para las conexiones domiciliarias.

La red de alcantarillado se proyectará de manera que en las intersecciones con los colectores de agua lluvia, exista entre ellos una separación mínima de 0.15 m libres.

5.2.3. Ubicación de los pozos de visita

Los pozos de visita estarán ubicados en los siguientes lugares:

- Al inicio de los colectores
- En la intersección entre colectores
- En los puntos en donde haya cambios fuertes de dirección y pendiente.

Se usarán pozos de visita con caja de sostén cuando la tubería entrante alcance al pozo a más de 1m sobre el nivel del fondo. Cuando la caída exceda los 4m hasta los 7.50m se usarán pozos con cajas dobles.

5.3. Diseño de red alcantarillado sanitario con base en normas de ANDA.

5.3.1. Población de diseño

La población de diseño será el 100% de la población futura proyectada al final del período de diseño.

5.3.1.1. Cálculo del índice de crecimiento del municipio

Datos:

Población inicial (P_o): 11,864 (año 1992); 23,994 (año 2007)

Índice de crecimiento (i): %

Período de diseño (n): 20 años

$$\log(1 + i) = \frac{\log\left(\frac{p_f}{p_i}\right)}{(a_f - a_i)}$$

$$\log(1 + i) = \frac{\log\left(\frac{23,994}{11,864}\right)}{(2007 - 1992)} \rightarrow i = 0.0446 = 4.46\%$$

Evaluando los datos en la fórmula del método geométrico para la población final

(P_f):

$$P_f = P_o \left(1 + \frac{i}{100}\right)^n$$

$$P_f = 23,994 (1 + 0.0446)^{(2032-2007)} = 77,656 \text{ hab.}$$

5.3.2. Caudal de diseño

La dotación total (de cada sistema) incluirá además de la dotación doméstica el consumo comercial, público, etc. Respectivo a cada uno de ellos.

Se muestra a continuación el cuadro de dotaciones por instituciones existentes.

<i>INSTITUCION</i>	<i>DOTACION</i>
Centro Escolar	40 l/alumno/día
Alcaldía	61 l/m ² /d
Restaurantes	50 l/m ² /d
Local comercial	20 l/m ² /d
Mercados	15 l/m ² /d
Oficinas	6 l/m ² /d
Clínicas	500 l/consultorio/d

Tabla 5.3.1: Tabla de dotaciones por institución existente
Fuente: Elaborado por equipo de Trabajo de Graduación.

5.3.2.1. Caudal de diseño para sistema 1.

- Caudal medio diario (Qmd)

Población (Pob): 27,071 hab.

Dotación (Dot): 125 l/p/d

$$Qmd = \frac{Pob \times Dot}{86,400} \text{ (l/s)}$$

$$Q_{md} = \frac{27071 \times 125}{86,400} \text{ (l/s)}$$

$$Q_{md} = 39.17 \text{ (l/s)}$$

- Caudal máximo horario (Q_{mh})

$$Q_{mh} = 2.4 \times Q_{md} \text{ (l/s)}$$

$$Q_{mh} = 2.4 \times 39.17 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{mh} = 94.01 \text{ (l/s)}$$

- Caudal mínimo horario (Q_{min h})

$$Q_{min h} = 0.3 \times Q_{md} \text{ (l/s)}$$

$$Q_{min h} = 0.3 \times 39.17 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{min h} = 11.75 \text{ (l/s)}$$

- Caudal de diseño (Q_d)

$$Q_d \text{ (l/s)} = [(0.8 \times Q_{mh}) + 0.1 A_{inf}(\text{en Ha})] \times FACTOR$$

$$Q_d \text{ (l/s)} = (0.8 \times 94.01 + 0.1 \times 39.50) \times 2$$

$$Q_d \text{ (l/s)} = 158.32 \text{ l/s}$$

5.3.2.2. Caudal de diseño para sistema 2.

- Caudal medio diario (Q_{md})

Población (Pob): 16,727 hab.

Dotación (Dot): 125 l/p/d

$$Qmd = \frac{Pob \times Dot}{86,400} (l/s)$$

$$Qmd = \frac{16727 \times 125}{86,400} (l/s)$$

$$Qmd = 24.20(l/s)$$

- Caudal máximo horario (Qmh)

$$Qmh = 2.4 \times Qmd (l/s)$$

$$Qmh = 2.4 \times 24.20 (l/s)$$

$$Qmh = 58.08 (l/s)$$

- Caudal mínimo horario (Qmin h)

$$Qmin h = 0.3 \times Qmd (l/s)$$

$$Qmin h = 0.3 \times 24.20 (l/s)$$

$$Qmin h = 7.26 (l/s)$$

- Caudal de diseño (Qd)

$$Qd (l/s) = [(0.8 \times Qmh) + 0.1 Ainf(en Ha)] \times FACTOR$$

$$Qd(l/s) = (0.8 \times 58.08 + 0.1 \times 24.4) \times 2$$

$$Qd (l/s) = 97.81 l/s$$

5.3.2.3. Caudal de diseño para sistema 3.

- Caudal medio diario (Qmd)

Población (Pob): 12,611 hab.

Dotación (Dot): 125 l/p/d

$$Qmd = \frac{Pob \times Dot}{86,400} \text{ (l/s)}$$

$$Qmd = \frac{12611 \times 125}{86,400} \text{ (l/s)}$$

$$Qmd = 18.25 \text{ (l/s)}$$

- Caudal máximo horario (Qmh)

$$Qmh = 2.4 \times Qmd \text{ (l/s)}$$

$$Qmh = 2.4 \times 18.25 \text{ (l/s)}$$

$$Qmh = 43.80 \text{ (l/s)}$$

- Caudal mínimo horario (Qmin h)

$$Qmin h = 0.3 \times Qmd \text{ (l/s)}$$

$$Qmin h = 0.3 \times 18.25 \text{ (l/s)}$$

$$Qmin h = 11.75 \text{ (l/s)}$$

- Caudal de diseño (Qd)

$$Qd \text{ (l/s)} = [(0.8 \times Qmh) + 0.1 Ainf(en Ha)] \times FACTOR$$

$$Qd \text{ (l/s)} = (0.8 \times 43.8 + 0.1 \times 18.43) \times 2$$

$$Qd \text{ (l/s)} = 73.77 \text{ l/s}$$

5.3.3. Diseño de los colectores

Para el diseño de los colectores se utilizará una hoja de cálculo cuyo funcionamiento se indica a continuación:

- Se calcula datos como longitud de tubería, elevación de pozo y área de influencia de cada tramo con la ayuda del programa AutoCAD.
- Se coloca la pendiente que llevara la tubería y junto a datos de longitud y elevación se obtienen datos de la profundidad de salida y entrada de la tubería, la cual a su vez se usa para cálculos de profundidad de pozos.
- Habiendo ya determinado los caudales de diseño de toda la población, se determina el caudal por lote o por casa $Q_{lote/casa}$, en base al número de lotes o casas que se tenga en la red mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{lote/casa} = \frac{0.8 \times Q_{mh}}{n^{\circ} \text{ de lotes en la red}}$$

- Se introduce el numero de lotes en la celda "N° LOT" y la hoja calcula el caudal del tramo aportado por las casas de ese tramo (Q lote).
- Se introduce el área tributaria y la hoja calcula el caudal de infiltración (Q inf).
- El caudal acumulado (Qacum) corresponde a aquel caudal de diseño correspondiente a uno o varios tramos inmediatos anteriores al tramo en estudio.

- Al tener los tres caudales, la hoja calcula el caudal de diseño (Q_d), multiplicando por el factor de seguridad (2.0) la suma de los caudales Q_{tramo} y Q_{inf} y sumando a este producto el caudal acumulado de los tramos que le aportan caudal.
- Con el caudal de diseño y considerando que la tubería trabaja a tubo lleno, usando la fórmula de Chezy - Manning para la determinación de la velocidad y la ecuación de continuidad para determinar el caudal, la hoja calcula el diámetro teórico necesario para transportar el caudal, automáticamente la hoja registra el diámetro comercial inmediato mayor al diámetro teórico.
- Mediante la fórmula de Chezy y Manning y la ecuación de continuidad, se determina la velocidad a tubo lleno (V_{LL}) y el caudal a tubo lleno (Q_{LL}) para el diámetro propuesto.

Para el cálculo de la velocidad real se utiliza el software de uso libre "HCanales".

Cálculo del tirante normal, sección circular

Lugar: Proyecto:
Tramo: Revestimiento:

Datos:

Caudal (Q): m³/s
Diámetro (d): m
Rugosidad (n):
Pendiente (S): m/m



Resultados:

Tirante normal (y): m
Área hidráulica (A): m²
Espejo de agua (T): m
Número de Froude (F):
Tipo de flujo: **Supercrítico**

Perímetro mojado (p): m
Radio hidráulico (R): m
Velocidad (v): m/s
Energía específica (E): m·Kg/Kg

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ejecuta las operaciones 05:25 p.m. 20/05/2012

Figura 5.3.1. Determinación de la velocidad y tirante en colectores del alcantarillado sanitario.

Fuente: HCanales V 2.0.

Para ello se elige la opción Tirante normal de la ventana de inicio del programa, después se elige la opción Sección Circular, luego el programa despliega una ventana en la cual se introduce el caudal de diseño, la pendiente del tramo, el diámetro propuesto de la tubería y el coeficiente de rugosidad para el material de la tubería que se propone utilizar y se obtiene tanto la velocidad real y el tirante hidráulico real.

Tablas de cálculo para la red de alcantarillado sanitario

(14 PAG)

5.3.4. TABLA DE PRESUPUESTO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO

N°	Descripción partida	Unidad	Cantidad	Costo Directo			Total Costo Directo	Costo Indirecto 35%	IVA 13%	Total Costo Unitario	Costo Parcial	Costo de Partida \$
				Material	M.O	Otros						
1	Instalaciones provisionales											4,311.07
1.1	Bodega de materiales	sg	3	570.00	100.00	0.00	670.00	234.5	117.59	1022.09	3,066.27	
1.2	Inodoro provisional	mes	8	102.00	0.00	0.00	102.00	35.7	17.90	155.60	1,244.80	
2	Terracería											801,436.22
2.1	Trazo y nivelación lineal para tuberías	ml	20264.37	0.10	0.55	0.01	0.66	0.23	0.12	1.01	20,467.01	
2.2	Excavación mecánica	m3	29186.00	0.00	3.00	0.15	3.15	1.1	0.55	4.80	140,092.80	
2.3	Compactación manual con material selecto	m3	5691.27	7.00	7.00	0.15	14.15	4.95	2.48	21.58	122,817.61	
2.4	Compactación mecánica con material selecto	m3	23494.73	7.00	7.00	0.45	14.45	5.06	2.54	22.05	518,058.80	
3.0	Demoliciones y reparaciones de pavimento											3379,377.86
3.1	Demolición de pavimento asfáltico	m2	6417.73	0.00	10.00	0.60	10.60	3.71	1.86	16.17	103,774.69	
3.2	Demolición de pavimento (concreto hidráulico)	m2	13181.97	0.00	10.00	0.60	10.60	3.71	1.86	16.17	213,152.45	
3.3	Remoción de adoquinado	m2	664.67	0.00	3.00	0.02	3.02	1.06	0.53	4.61	3,064.13	

3.4	Reparación de concreto hidráulico, espesor 10 cm f'c=210 kg/cm2 hecho en obra	m2	6417.73	94.50	20.00	0.05	114.55	40.09	20.10	174.74	1121,434.14	
3.5	Reparación de concreto asfáltico (con mezcla asfáltica en caliente)	m2	13181.97	82.05	4.00	0.90	86.95	30.43	15.26	132.64	1748,456.50	
3.6	Reposición de adoquín	m2	664.67	0.00	3.00	0.05	3.05	1.07	0.54	4.66	3,097.36	
3.7	Cama de arena para adoquín	m3	40.00	12.00	4.00	0.05	16.05	5.62	2.82	24.49	979.60	
3.8	Desalajo de material	m3	20264.37	0.00	4.00	2.00	6.00	2.1	1.05	9.15	185,418.99	
4	Tuberías											1271,893.81
4.1	Tubería de 8 " PVC rib loc	ml	17923.48	32.88	6.00	0.05	38.93	13.63	6.83	59.39	1064,475.48	
4.2	Tubería de 12 " PVC rib loc	ml	1648.87	45.20	6.00	0.05	51.25	17.94	8.99	78.18	128,908.66	
4.3	Tubería de 15 " PVC rib loc	ml	692.02	68.30	6.00	0.07	74.37	26.03	13.05	113.45	78,509.67	
5	Pozos de visita y Cajas tragante											359,858.14
5.1	Cono para pozos de visita D=1.50 m.	U	357	125.00	90.00	0.10	215.10	75.29	37.75	328.14	117,145.98	
5.2	Cilindro de pozos de visita sin refuerzo D =1.50 m. y altura variable	ml	589.05	175.00	95.00	0.10	270.10	94.54	47.40	412.04	242,712.16	
6	Elementos de pozos de visita											96,135.66
6.1	Tapaderas de hierro fundido	U	357	125.00	5.00	1.25	131.25	45.94	23.03	200.22	71,478.54	
6.3	Mampostería para fundaciones	m3	252.35	60.00	4.00	0.05	64.05	22.42	11.24	97.71	24,657.12	
										Costo Total	5,913,012.76	

**CAPITULO VI: DISEÑO DE
LAS PLANTAS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES.**

6.1. Ubicación de las plantas de tratamiento

Las plantas de tratamiento de aguas residuales para la ciudad de Armenia estarán ubicadas de la siguiente manera:

- a) La planta número uno será ubicada en una zona verde de La Colonia San Damián, al sur de la ciudad; el área disponible es de 9,336.91 m² (ver fotografía 6.1.1 A y B), este terreno es actualmente propiedad de la Alcaldía Municipal y colinda con una quebrada.



Figura 6.1.1 A. Fotografía de Área propuesta para la PTAR⁸ N°1
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación

⁸ Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

b) La planta número dos será ubicada entre la Colonia San Martín y Colonia San Damián, en un terreno actualmente propiedad de la familia Cienfuegos al sureste de la ciudad, contiguo a la calle antigua que dirige hacia la Colonia Buenos Aires, a la altura del puente quebrado; con un área disponible de 10,404.52 m² (ver fotografía 6.1.2 A), este terreno colinda con el Río San Eugenio (de Armenia) que nace a unos pocos kilómetros, pero que está contaminado de manera considerable (Fotografía 6.1.2 B).



Figura 6.1.2 A. Fotografía de Área propuesta para la PTAR N°2
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación



Figura 6.1.2 B. Fotografía de Rio San Eugenio, colindante al terreno propuesto para PTAR N° 2

Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.



Figura. 6.1.2 C. Área para la planta de tratamiento de aguas residuales N°2

- a) La planta número tres será ubicada en un terreno contiguo a la carretera CA-8, entre la Colonia San Jerónimo y Colonia San Antonio de la ciudad de Armenia, contiguo al puente Llantera; el área disponible es de 17,241.4 m² (ver fotografía 6.1.3 A y B), el terreno es bastante irregular y colinda al rio Agua Caliente de Armenia.



Figura 6.1.3 A. Fotografía de Área propuesta para la PTAR N°3
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.



Figura 6.1.3 B. Fotografía de Área propuesta para la PTAR N°3
Fuente: Equipo de Trabajo de Graduación.

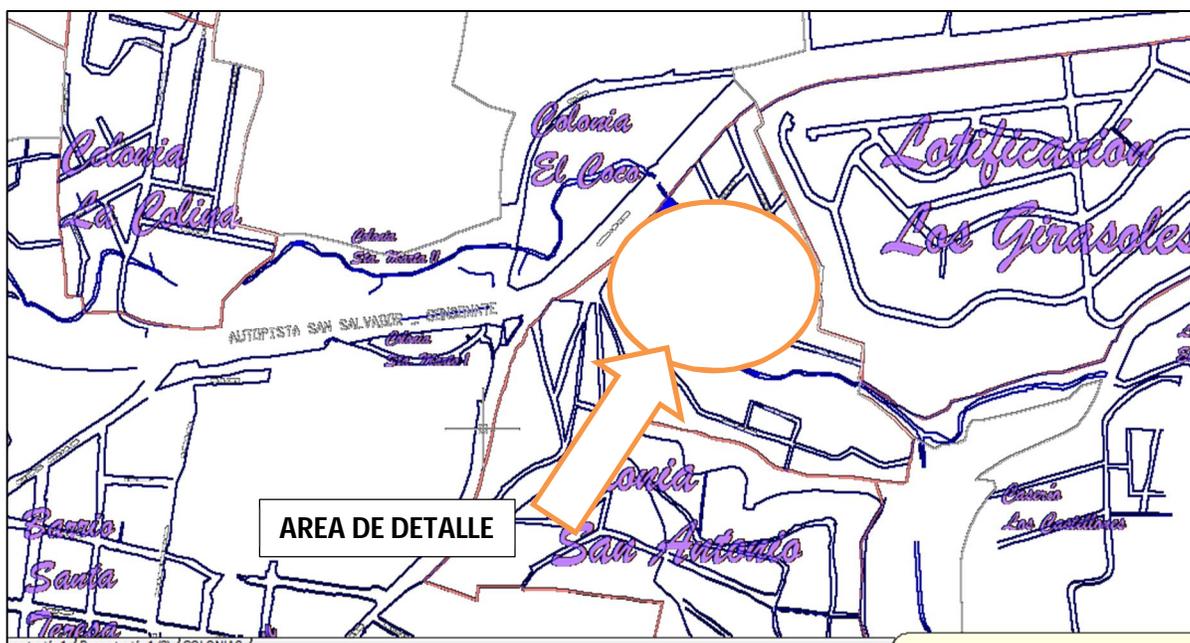


Figura 6.1.3 C. Fotografía de Área de detalle para la planta de tratamiento de aguas residuales N°3.

6.2. Caracterización de las aguas residuales.

Las aguas residuales presentan características físicas, químicas y biológicas especiales sobre las demás aguas, que es necesario comprender para optimizar su manejo, recolección, transporte, tratamiento y disposición final y minimizar los efectos adversos de su vertimiento a aguas naturales o al suelo, obteniendo así un mejor manejo ambiental de los desechos y la calidad del agua.

Las características de las aguas residuales domésticas son diferentes a las que tienen los desechos de las industrias y los desechos de las actividades agrícolas. Esto implica que un proceso eficiente para tratar las aguas residuales domésticas puede exigir modificaciones para tratar desechos de actividades agrícolas o resultar ineficaz en el tratamiento de un desecho industrial.

Los sistemas de manejo y tratamiento de los desechos deben tomar ventaja de las características de esos desechos, especialmente del contenido de materia orgánica, sólidos, nitrógeno y fósforo. Por lo tanto la caracterización de las aguas residuales debe llevarse a cabo antes de cualquier diseño, debido a que los procesos a emplear en el tratamiento dependen directamente de los valores tomados de la caracterización (DBO, DQO, PH, temperatura, etc.).

6.2.1. Medición de parámetros

De la misma manera que en las aguas naturales se miden las características físicas, químicas y biológicas, también es necesario medirlas en las aguas residuales, a fin de establecer las cargas orgánicas y de sólidos que transportan, determinar efectos del vertimiento a cuerpos de agua y seleccionar las operaciones y procesos de tratamiento que resultaran más eficaces y económicos.⁹

La norma salvadoreña NSO 13.49.01:09 “AGUAS RESIDUALES DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR”, establece los parámetros y los valores máximos permisibles de los diferentes contaminantes que pueden ser descargados a un cuerpo receptor, provenientes de aguas residuales de origen doméstico, como se muestra en la siguiente tabla:

ACTIVIDAD	DQO (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	Sólidos Sedimentables (ml/l)	Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	Aceites y grasas (mg/l)
AGUAS RESIDUALES DE TIPO ORDINARIO.	150	60	1	60	20

Tabla 6.2.1: Valores máximos de parámetros de aguas residuales de tipo ordinario, para descargar a un cuerpo receptor.

Fuente: NSO 13.49.01.09. AGUAS RESIDUALES DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR, CONACYT, 2009.

Como ya se ha mencionado, en un proyecto de tratamiento de aguas residuales es absolutamente necesario conocer la caracterización de las aguas residuales

⁹ Tesis: Manual para el Diseño de Unidades de Tipo Biológico en Plantas de Tratamiento de aguas Residuales, Carlos Ayala y Elí Díaz, UES, 2008.

a tratar. Cuando la red de alcantarillado existe, es necesario tomar una serie de muestras y seguir el protocolo de análisis de las mismas, a fin de conocer las concentraciones de los parámetros antes descritos.

Ahora bien cuando la red de alcantarillado no existe y se pretende desarrollar un proyecto de tratamiento junto al proyecto de la red de alcantarillado, se debe hacer uso de las concentraciones usuales en las aguas residuales domésticas, determinadas de los estudios realizados a otras aguas residuales del mismo tipo, con similares condiciones de las que se encuentran en estudio. Aquí es donde la experiencia tiene validez, ya que un agua residual si es del todo doméstica tendrá características similares a las de otro tipo de agua doméstica de otra región, donde se tengan condiciones similares a las que se están analizando para realizar el proyecto.

Las medidas exactas de los parámetros de un agua residual específica, solo se pueden lograr haciendo un estudio a esa agua en particular. Sin embargo, de acuerdo a lo observado en la mayoría de los estudios analizados, los valores de estos parámetros varían en los rangos de las tablas, las cuales se han elaborado de acuerdo a la experiencia en la caracterización de una buena cantidad de aguas residuales del tipo doméstico en países con similares condiciones.

Se han descrito hasta el momento algunos aspectos de relevancia en cuanto a los parámetros más importantes del agua residual doméstica, y también se han analizado algunos estudios realizados al agua residual, en las regiones Centro y

Sur Americanas, a fin de conocer la composición y los rangos de concentraciones típicas en el agua residual doméstica.

En la tabla (6.2.2) se muestran los intervalos y valores usuales de los parámetros de interés en aguas residuales domésticas, que son de mucha importancia para caracterizar un agua residual. Como podrá observarse al analizar los datos de la tabla, los valores tomados para cada parámetro varían en un rango aceptable, tomando a consideración que las aguas analizadas para determinar dichos valores son de lugares y países distintos y a lo mejor con alguna que otra variación en condiciones del entorno, pero son bastante aceptables y aplicables al momento de solucionar un problema de caracterización de aguas residuales.

Es importante mencionar que para la caracterización de las aguas residuales de la ciudad de Armenia, se considerará la caracterización de las aguas residuales del municipio de Atiquizaya¹⁰, departamento de Ahuachapán; ya que aun cuando la ciudad de Armenia, en su casco urbano cuenta con red de alcantarillado sanitario, que data de la década de los 60's, para la caracterización de sus aguas residuales no se realizó un muestreo y posterior análisis de dichas aguas del municipio, ya que no se cuenta con el equipo y el dinero necesario para realizar dicha actividad. Además, considerando que

¹⁰ Tesis- DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL MUNICIPIO DE ATQUIZAYA, UES, 2000.

aunque la tabla 6.2.2 presenta rango aceptable de valores para la caracterización del agua residual, dichos valores solo servirán como comparación y referencia ya que no son de localidades de El Salvador.

Parámetros	Venezuela	Colombia	México
Temperatura, °C	--	24.6	--
Turbiedad, unidades	--	145	--
Sólidos totales, mg/l	408	593	987
Sólidos fijos, mg/l	408	272	769
Sólidos volátiles, mg/l	230	321	218
Sólidos suspendidos, mg/l	--	262	167
Sólidos disueltos, mg/l	--	331	820
Sólidos sedimentables, mg/l	4.0	2.7	3.0
Valor de pH, mg/l	7.5	7.2	--
Cloruros, mg/l	72	38.9	--
Fosfatos, mg/l	5.8	15.4	29
Nitrógeno total, mg/l	34.5	21	21
Nitrógeno orgánico, mg/l	14.5	8.4	9
Nitrógeno amoniacal, mg/l	20	12.6	12
Nitritos, mg/l N	0.02	0.004	--
Nitratos, mg/l	0.03	0.056	--
DBO5, mg/l (demanda bioquímica de oxígeno)	219	167	301
DQO, mg/l (demanda química de oxígeno)	364	361	430
Grasas y aceites, mg/l	--	32	96

Tabla 6.2.2: Variaciones de los parámetros característicos en aguas residuales domésticas en tres países distintos.

Fuente: "Manual de diseño de lagunas de estabilización".

También es importante considerar que las semejanzas entre ambos municipios (Armenia y Atiquizaya) es bastante grande por lo que la caracterización de las aguas es más cercana a la realidad; aunque Atiquizaya cuenta con mayor número de habitantes que Armenia, existe similitud en su infraestructura y actividad económica, como se muestra en la tabla (6.2.3):

Infraestructura Principal	Armenia	Atiquizaya
Población Total	34,912	40,772
Población Urbana	23,994	18,240
Sede Alcaldía Municipal	1	1
Unidad de Salud	1	1
Sede Cruz Roja	1	1
Sede Claro- Telecom	1	1
Sede PNC	1	1
Sede Juzgado	1	1
Centros educativos públicos	5	5
Centros educativos privados	2	2
Kínder Garden	1	1
Instituto Nacional	1	1

Tabla 6.2.3: Tabla comparativa entre la infraestructura de los municipios de Armenia y Atiquizaya.

Fuente: Elaborado por equipo de Trabajo de Graduación.

La actividad económica principal en el municipio de Armenia es la agricultura, enfocada a los granos básicos y el cultivo de la caña de azúcar, como en la mayoría de poblaciones del país.

Por lo tanto, se concluye que existe gran similitud entre las dos poblaciones por lo tanto si utilizamos las anteriores características como índices comparativos,

podemos observar que a pesar de ser un municipio más grande y con más población total (aunque la población urbana es mayor en Armenia), la infraestructura y la actividad económica son similares, casi idénticas a las del municipio de Armenia, por tanto podemos concluir que la forma de vida de las personas, la alimentación y el uso del agua es similar en ambos municipios. La siguiente tabla presenta la caracterización de las aguas residuales para el municipio de Atiquizaya:

Caracterización de las aguas residuales del municipio de Atiquizaya.	
Parámetros	Valor que resultó de la caracterización
DQO (mg/l)	722
DBO5 (mg/l)	300
Sólidos sedimentables (mg/l)	7
Sólidos suspendidos totales (mg/l)	870
Aceites y grasas(mg/l)	17

Tabla 6.2.4. Caracterización de las aguas residuales del municipio de Atiquizaya.

Fuente: TRABAJO DE GRADUACIÓN, DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE ATQUIZAYA, UES, 2000.

Como se puede observar todos los resultados de la caracterización sobrepasan los valores máximos que están en la norma del CONACYT¹¹ (NSO 13.49.01.09) por lo tanto deberán diseñarse unidades cuyas eficiencias garanticen el cumplimiento de la norma.

¹¹ Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

6.3. Criterios de selección de alternativas de sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Las diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias de una planta de tratamiento, funcionan como un sistema, por lo que la elección del tren de tratamiento a utilizar se debe abordar desde una perspectiva global. La mayor parte de la selección de procesos se centra en la evaluación y valoración de diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias y sus interacciones. Para esto se deben tomar en cuenta los factores que pueden influir en la toma de decisión. La aplicabilidad del proceso destaca por encima de los demás factores y se dispone de muchos elementos para determinarla. Entre estos factores se pueden mencionar, la experiencia en el tema de quien está a cargo del proyecto, datos de remociones de plantas existentes, información publicada en revistas técnicas, manuales, guías de diseño, etc. A continuación se analizan los factores de mayor importancia en la valoración y selección de los procesos y operaciones unitarias en el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales.

Rango poblacional de aplicación.

Este parámetro puede convertirse en el primer criterio de selección e incluso de preselección, en el cual las características de la población (N° 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 siguiente presenta en términos de eficiencia, el rango de aplicación de los diversos sistemas de tratamiento de 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 Aereadas	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 6.3.1. Rangos de aplicación para sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir.

Fuente: “DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES”. Ramón Collado Lara, Editorial Señor, 1,990.

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 disponibles para este fin, si no existe la posibilidad de adquirir la extensión de área faltante. La tabla **6.3.2** presenta la superficie necesaria en m²/hab. Para los diversos sistemas de tratamiento.

Sistema	Requerimiento de área (m ² /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*
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	0.25-0.35
Filtros Biológicos(Lechos Bacterianos)	0.50-0.70
Lagunas Aereadas	1.0-3.0
Lagunas Anaerobias	1.0-3.0
Lagunas Facultativas	2.0-20

Tabla 6.3.2 Superficie necesaria para la aplicación de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.

*Fuente: von Sperling, 1996^a.

Fuente: "DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES". Ramón Collado Lara, Editorial Señor, 1,990.

Costos de 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.

Es importante integrar los costos de inversión con los costos de operación y mantenimiento para generar un costo real que refleje lo que representará (en costos fijos) un sistema determinado en funcionamiento, a lo largo de su periodo de servicio.

La tabla **6.3.3** refleja la simplicidad y 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 Aereadas	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 6.3.3: Requerimiento de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Fuente: “DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES”. Ramón Collado Lara, Editorial Señor, 1,990.

Instituto de Fomento Municipal INFOM. Criterios de diseño para proyectos sanitarios. Borrador para discusión. Sección de alcantarillados, departamento de proyectos Sanitarios. Guatemala, 1992.

Eficiencia en la 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 del agua necesaria en

efluente así será el sistema que encaje y satisfaga precisamente estas demandas.

La eficiencia en remoción de los parámetros físico químicos y bacteriológicos es un factor determinante para proponer un sistema de tratamiento en particular.

En el análisis de cada unidad se incluyen porcentajes de remoción, a fin de presentar información complementaria, en la tabla **6.3.4** se indican valores promedios de eficiencia en remoción, obtenida según la etapa de tratamiento.

Etapa	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 6.3.4: Eficiencia de remoción según la etapa de tratamiento-valores promedios.
Fuente: "Tratamiento de esgotos Domésticos", Pessoa y Jordao, Folleto Técnico. CETESB. Sao Pablo, Brasil: 1989. 80 pp.

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 comportara en todos los casos. Cada sistema se adaptara 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 solo la información obtenida de sistemas en operación es la fuente principal que respaldara 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 **6.3.5** 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 Aereadas	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 6.3.5: Tabla estimativa de Impacto Ambiental para diversos Sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Fuente: “DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES”. Ramón Collado Lara, Editorial Señor, 1,990.

Instituto de Fomento Municipal INFOM. Criterios de diseño para proyectos sanitarios. Borrador para discusión. Sección de alcantarillados, departamento de proyectos Sanitarios. Guatemala, 1992.

Potencial de reutilización.

Se considera que a futuro, el agua proveniente de la planta (o plantas) de tratamiento de aguas residuales podría ser aprovechada por los agricultores de la zona para regar los cultivos locales.

En la siguiente tabla se presenta la propuesta de calidad de los parámetros microbiológicos requerida para las aguas de riego, de la O.M.S, la cual es la siguiente:

Categoría	Condiciones de aprovechamiento	Grupo expuesto	Nematodos intestinales (Medida aritmética n° de huevos por litro)	Coliformes fecales (Media geométrica N° por 100 ml)	Tratamiento requerido (para lograr la calidad microbiológica exigida)
A	Riego de cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos de deporte, parques públicos.	Trabajadores, consumidores, público.	≤1	≤1000	Serie de estanques de estabilización que permiten lograr la calidad microbiológica indicada o tratamiento equivalente.
B	Riego de cultivos de cereales, industriales y forrajeros, praderas y árboles.	Trabajadores.	<1	No se recomienda ninguna norma	Retención en estanques de estabilización por 8 a 10 días o eliminación equivalente de helmintos y coliformes fecales.
C	Riego localizado en la categoría B, cuando ni los trabajadores ni el público están expuestos.	Ninguno	No se aplica	No se aplica	Tratamiento previo según lo exija la tecnología de riego, pero no menos que sedimentación primaria.

Tabla 6.3.6: Propuesta de calidad de los parámetros microbiológicos requerida para las aguas de riego.

Fuente: OMS, Ginebra 1989.

Después de analizar algunos de los criterios de selección más importantes, se ha considerado para este Trabajo de Graduación la implementación de un sistema de planta convencional completa: con desarenadores, rejillas, tanques Sedimentadores Dortmund primarios, filtros percoladores, tanques sedimentadores Dortmund secundarios, biodigestor de lodos, patio de secado

de lodos¹², ya que esta combinación logra una depuración de las aguas que cumple con los parámetros para descargar a un cuerpo receptor propuesto por CONACYT, tal como se muestra en la tabla siguiente (6.3.7); pero posterior al tratamiento convencional se requiere que el agua reciba una desinfección con cloro, antes de poder ser utilizada para el riego agrícola (como opción para el reúso tal y como se describe en la sección 6.3.6).

¹² Tesis "DIAGNÓSTICO DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR CONSTRUIDAS DESDE 1990", Roberto Antonio Gálvez y otros, UES, 2005.

	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l NH4-N <10 mg/l	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l NH4-N < 2 mg/l Coliformes fec. <1000 CF/100 ml Helmintos <1/11	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l Coliformes fec. <1000 CF/100 ml Helmintos <1/11	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l NH4-N<10 mg/l Remoción Nges >80 % Coliformes fec. <1000 CF/100 ml	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l NH4-N<2 mg/l Remoción Nges >80 % Coliformes fec. <1000 CF/100 ml Helmintos <1/11	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l NH4-N<2 mg/l Coliformes fec. <1000 CF/100 ml Helmintos <1/11	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l NH4-N<2 mg/l Remoción Nges >80 % P < 2 mg/l	DBO<80 mg/l DQO<250 mg/l NH4-N<2 mg/l Remoción Nges >80 % P < 2 mg/l
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
AT	X			x					
T	X			x					
UT	X			x					
UL	X	x							
IF	X	x	x (D)						
IB	X	x	x (D)						
IL	X	x	x (D)		X (D)			x (P)	
LA	X								
ALA	X								
ST	X			x					
SI	X			x					
PLDS	X	x	x (D)		X (D)			x (P)	
PFDS	X	x	x (D)						
PBDS	X	x	x (D)						
LALS	X								
UTD	X		x						
SP	X			x					
PL	X			x					
IFA	X	x	x (D)	x					
L	X	x	x (D)	x	x (D)	x (D)	x (D)	X (P)	X (D,P)
ILT*	X	x	x (D)	x	x (D)	x (D)	x (D)	X (P)	X (D,P)
LAT*	X	x	x (D)	x	x (D)	x (D)	x (D)	X (P)	X (D,P)
PLDST*	X	x	x (D)	x	x (D)	x (D)	x (D)	X (P)	X (D,P)
PFDST*	X	x	x (D)	x	x (D)	x (D)	x (D)	X (P)	X (D,P)
PBDST*	X	x	x (D)	x	x (D)	x (D)	x (D)	X (P)	X (D,P)

D: Desinfección. P: Precipitación. PFDS: Sedimentador primario, filtro percolador y digestor de lodos.

Tabla 6.3.7. Capacidad de depuración de los contaminantes de acuerdo al sistema de tratamiento propuesto.

Fuente: Recomendaciones para la elección de plantas de tratamiento de agua residual aptas para Bolivia, ANESAPA 2007.

6.4. Diseño de los componentes de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Diseño de la planta de tratamiento N° 1

Los datos de interés son el caudal medio diario $Q_{md} = 39.17$ lts/s, caudal máximo horario = 94.01 lts/seg., y el $Q_{minh} = 11.75$ l/s

Recomendaciones de diseño:

Las recomendaciones de la Norma Técnica peruana (SO.090) para el diseño de los sistemas de rejas son las siguientes:

- Se utilizarán barras de sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor de 30 a 75 mm de ancho. Las dimensiones dependen de la longitud de las barras y el mecanismo de limpieza.
- El espaciamiento entre barras estará entre 20 y 50 mm. Para localidades con un sistema inadecuado de recolección de residuos sólidos se recomienda un espaciamiento no mayor a 25 mm.
- Las dimensiones y espaciamiento entre barras se escogerán de modo que la velocidad del canal antes de y a través de las barras sea adecuada. La velocidad a través de las barras limpias debe mantenerse entre 0,60 a 0,75 m/s (basado en caudal máximo horario).

- Determinada las dimensiones se procederá a calcular la velocidad del canal antes de las barras, la misma que debe mantenerse entre 0,30 y 0,60 m/s.
- En la determinación del perfil hidráulico se calculará la pérdida de carga a través de las cribas para condiciones de caudal máximo horario y 50% del área obstruida. Se utilizará el valor más desfavorable obtenido al aplicar las correlaciones para el cálculo de pérdida de carga. El tirante de agua en el canal antes de las cribas y el borde libre se comprobará para condiciones de caudal máximo horario y 50% del área de cribas obstruida.
- El ángulo de inclinación de las barras de las cribas de limpieza manual será entre 45 y 60 grados con respecto a la horizontal.

Se consideran las siguientes características de las rejillas para su diseño:

- Pletina de 3 cm x 1 cm
- Ancho de pletina propuesta $w = 3$ cm.
- Espesor de pletina $t = 1$ cm.
- Separación libre entre cada pletina $a = 3$ cm.
- Ancho de canal de entrada, $b=50$ cm.
- Inclinación $\alpha=45^\circ$
- Factor de forma $\beta=2.42$ (sección rectangular, ver tabla 6.4.1)
- Velocidad de aproximación 0.60 m/s
- Q_{maxh} (Caudal máximo horario) = 94.01 lt/s.

	Forma de la sección transversal						
Factor de forma	A	B	C	D	E	F	G
B	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

Tabla 6.4.1: Tabla para coeficiente de pérdida para rejillas

Fuente: "Diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de tratamiento para la Ciudad de San José Guayabal", Elin Chinchilla y Otros, UES, 2010.

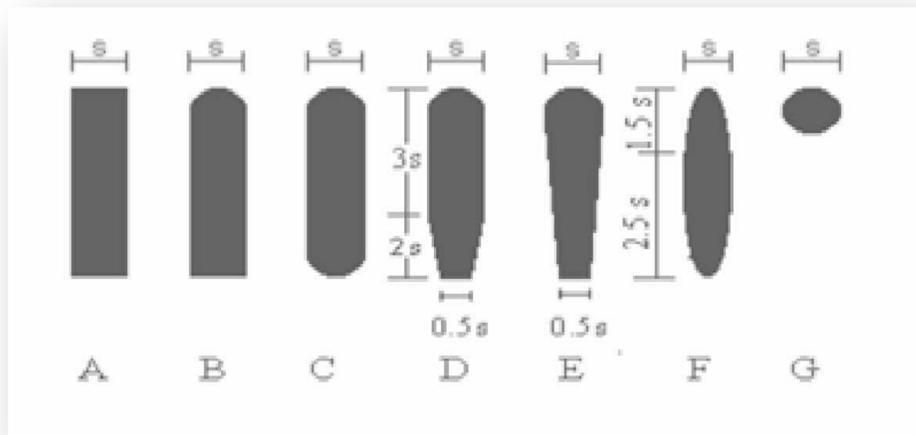


Figura 6.4.1: Coeficientes de la sección de barras.

Fuente: "Diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de tratamiento para la Ciudad de San José Guayabal", Elin Chinchilla y Otros, UES, 2010.

a) Diseño del Canal de entrada:

$$Q = v * A$$

$$A = \frac{Q_{max} h}{v} = \frac{m^3/s}{m/s}$$

$$A = \frac{0.09401 \text{ m}^3/s}{0.6 \text{ m/s}} = 0.157 \text{ m}^2$$

Considerando un ancho de canal de $b = 0.50$ m, se tienen que para una sección rectangular el tirante (T) es:

$$A = b * T$$

$$T = \frac{A}{b}$$

$$T = \frac{0.157 \text{ m}^2}{0.5 \text{ m}} = 0.314 \text{ m}$$

Se considerará un borde libre de 0.19 m, obteniendo una profundidad total del canal de 0.50 m.

De la ecuación de Manning se puede determinar la pendiente:

$$v = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

Rh: Radio hidráulico de la sección.

S: Pendiente de la sección

n: Número de Manning.

Calculando el radio hidráulico:

$$Rh = \frac{Ah}{Pm} = \frac{\text{Area hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$Rh = \frac{0.157}{(0.5 + 2 * 0.314)} = 0.14 \text{ m}$$

Para $n = 0.015$ (concreto):

$$S = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{0.6 * 0.015}{0.14^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.11 \%$$

Dimensionamiento de rejillas

Teniendo en cuenta los datos recomendados por la Norma Peruana, se procede a calcular el número de barras en la rejilla, para ello se debe determinar el ancho útil o ancho libre (b_u) con la siguiente ecuación:

$$b_u = b * E$$

Donde:

b_u : Ancho útil o ancho libre

E: eficiencia (la eficiencia puede variar entre 0.6 a 0.85, siendo más común 0.75).

b: Ancho del canal de entrada en cm.

La eficiencia se determina de la siguiente manera:

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

Donde:

a: Separación de pletina en cm = 3 cm.

t: Espesor de pletina en cm = 1 cm.

$$E = \frac{3}{3 + 1} = 0.75$$

Calculando el ancho libre:

$$bu = b * E$$

$$bu = 0.5 * 0.75 = 0.375 \cong 0.38 \text{ m}$$

El ancho que ocupará la pletina será "b_p" y se determina de la siguiente manera:

$$bp = b - bu$$

$$bp = 50 - 38 = 12 \text{ cm}$$

Luego se procede a calcular el número de pletinas a colocar en el ancho del canal:

$$\text{Número de pletinas} = \frac{bp}{t}$$

$$\text{Número de pletinas} = \frac{12}{1} = 12$$

Para comprobar que las dimensiones propuestas son adecuadas, se debe calcular la pérdida de carga debido a las rejillas teniendo en cuenta que ésta debe ser menor a 15 cm.

$$H_f = \beta * \left(\frac{t}{a}\right) * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \text{sen } \alpha$$

Donde:

H_f : Pérdida de carga en metros.

β : factor de forma adimensional tomado de la tabla **6.4.1** para figura rectangular.

t : Espesor de pletina en milímetros.

a : Separación entre pletinas en milímetros.

v : Velocidad entre barras en m/s

α : Inclinación de la rejilla en grados.

$$H_f = 2.42 * \left(\frac{10}{30}\right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{0.60^2}{2 * 9.81}\right) \text{sen } (45)$$

$$H_f = 0.73 \text{ cm}$$

Para rejillas sucias en un 50 % la pérdida por obstrucción de los barrotes se calcula considerando que “a” disminuye y que “t” aumenta respectivamente, como se muestra:

$$a' = 0.5 * a = 0.5 * 30 = 15 \text{ mm}$$

$$t' = 15 + t = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

$$H_f = 2.42 * \left(\frac{25}{15}\right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{0.60^2}{2 * 9.81}\right) \text{sen}(45)$$

$$H_f = 6.20 \text{ cm} < 15 \text{ cm OK!}$$

b) Diseño del desarenador:

Consideraciones generales:

Algunas de las recomendaciones de la Norma Técnica peruana (SO.090) para el diseño de los sistemas de rejillas son las siguientes:

- Los desarenadores de flujo horizontal serán diseñados para remover partículas de diámetro medio igual o superior a 0,20 mm. Para el efecto se debe tratar de controlar y mantener la velocidad del flujo alrededor de 0.3 m/s con una tolerancia + 20%.
- A la salida y entrada del desarenador se preverá, a cada lado, por lo menos una longitud adicional equivalente a 25% de la longitud teórica.

Cálculo de dimensiones del desarenador:

Datos básicos de diseño:

- Q_{maxh} : 94.01 l/seg, Q_{minh} : 11.75 l/s.

Considerando que el ancho del canal debe variar entre 2 y 3 veces el ancho de garganta del medidor Parshall y para este diseño se considera un ancho de garganta $W=6''$ (ver tabla 6.4.2), se asumirá un ancho de canal de 40 cm aplicando una relación de $B=2.5W$; donde B es el ancho del desarenador.

De continuidad se tiene:

$$Q = v * A$$

$$Q = v (h * b)$$

$$h_{max} = \frac{Q_{maxh}}{(v * b)}$$

Donde:

v : 0.30 m/s (velocidad horizontal)

b : ancho de la sección (asumiendo $b= 40$ cm)

Q : Q máx. horario = 94.01 l/s.

$$h = \frac{0.09401}{(0.3 * 0.40)} = 0.78 \text{ m (tirante de agua máximo)}$$

Calculando el tirante mínimo:

$$h_{min} = \frac{Q_{min}h}{(v * b)}$$

Donde:

v : 0.30 m/s (velocidad horizontal)

b: ancho de la sección (asumiendo b= 40 cm)

Q: Q mínimo horario = 11.75 l/s.

$$h = \frac{0.01175}{(0.3 * 0.40)} = 0.09 \text{ m (tirante de agua mínimo)}$$

Para la altura del canal se utilizará el promedio de los tirantes máximo y mínimo calculados respectivamente considerando que cuando se tenga el caudal máximo trabajarán simultáneamente los dos canales desarenadores.

$$h_{prom} = \frac{h_{máx} + h_{mín}}{2}$$

$$h_{prom} = \frac{0.78 \text{ m} + 0.09 \text{ m}}{2} = 0.44 \text{ m}$$

Considerando un borde libre de 21 cm. se obtendrá una profundidad del desarenador de 65 cm.

Longitud del desarenador

Se obtiene mediante la relación:

$$L = \frac{hm_{\text{máx}} * v_h}{v_s}$$

Donde:

L: longitud teórica del desarenador en metros.

vc : velocidad horizontal de arrastre en m/s.

vs: velocidad de sedimentación de la partícula en m/s

h: tirante de agua en metros.

Para partículas de diámetro de 0.21 mm se tiene una velocidad de sedimentación¹³ que varía entre 0.95 a 1.25 m/min, considerando una velocidad de 1.25m/min (0.0208 m/s) se obtiene la longitud del desarenador:

$$L = \frac{0.78 * 0.3}{0.0208} = 11.25 \text{ m}$$

Se debe asegurar por lo menos un 75% de remoción de las partículas del tamaño escogido, para ello se añade un 25% de longitud adicional al desarenador en la entrada y la salida, se tiene:

$$L = 1.5 * l$$

¹³ "Ingeniería de Aguas Residuales, Tratamiento, Vertidos y Reutilización", Metcalf & Eddy, Editorial McGraw Hill, 3ª edición.

$$L = 1.5 (11.25) = 16.90 \text{ m}$$

Pendiente del canal desarenador:

$$S = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Donde:

Rh: Radio hidráulico de la sección.

S: Pendiente de la sección

n: Número de Manning.

$$Rh = \frac{Ah}{Pm} = \frac{\text{Area hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$Rh = \frac{(0.4 * 0.44)}{(0.4 + 2 * 0.44)} = 0.14$$

Para n= 0.015 (concreto):

$$S = \left(\frac{0.3 * 0.015}{0.14^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.03 \%$$

Cálculo del período de limpieza de la canaleta de almacenamiento.

Para el almacenamiento de la arena se propone una sección de 0.2 m por 0.2 m, colocada en el centro del canal desarenador por lo tanto se dispone de un volumen de almacenamiento igual a:

$$V = 0.2 * 0.2 * 16.90 = 0.676m^3$$

Se considera que el almacenamiento de arena es en promedio entre 30 y 40 litros de arena por cada 1000 m³ de agua residual¹⁴, considerando un valor de 30 litros de arena por cada 1000 m³ de agua residual y un Qmaxh = 94.01lts/s, se tiene:

$$V_{Arena} = (Q * 86400) * \left(\frac{30}{1000}\right)$$

$$V_{Arena} = (0.09401 * 86400) * \left(\frac{30}{1000}\right) = 243.67 \frac{l}{dia}$$

El período de limpieza se calcula de la siguiente manera:

$$t = \frac{V_{almacenamiento}}{V_{arena}}$$

Donde: t es el período de limpieza.

$$t = \frac{0.676 \frac{m^3}{}}{0.2437 \frac{m^3}{dia}} = \mathbf{2.8 \text{ dias}}$$

¹⁴ Tesis: Manual para el Diseño de Unidades de Tipo Biológico en Plantas de Tratamiento de aguas Residuales, Carlos Ayala y Elí Díaz, UES, 2008.

Se concluye que la limpieza de las cunetas del desarenador debe hacerse por lo menos cada dos días para obtener un funcionamiento correcto en el sistema.

c) Diseño del medidor de caudal Parshall:

Para determinar las dimensiones del medidor Parshall, se utilizarán las tablas que se presentan en el manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1ª Edición, 1976 (Tabla 6.4.2).

Dimensionamiento de Medidor Parshall

Para la selección del tamaño del medidor, se tiene un caudal máximo de $Q_{max} = 94.01$ l/s, y un $Q_{minh} = 11.75$ l/s; según la tabla siguiente se utilizará un medidor Parshall con un ancho de garganta de $W = 6''$.

W (garganta)		Capacidad (l/s)	
Pulg., Pie	cm	Mínimo	Máximo
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'	61.0	11.9	936.7
3'	1.5	17.3	1426.3
4'	122.0	36.8	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	220.0	5660.0

Tabla 6.4.2: Capacidades de los medidores Parshall con respecto a los anchos de garganta.

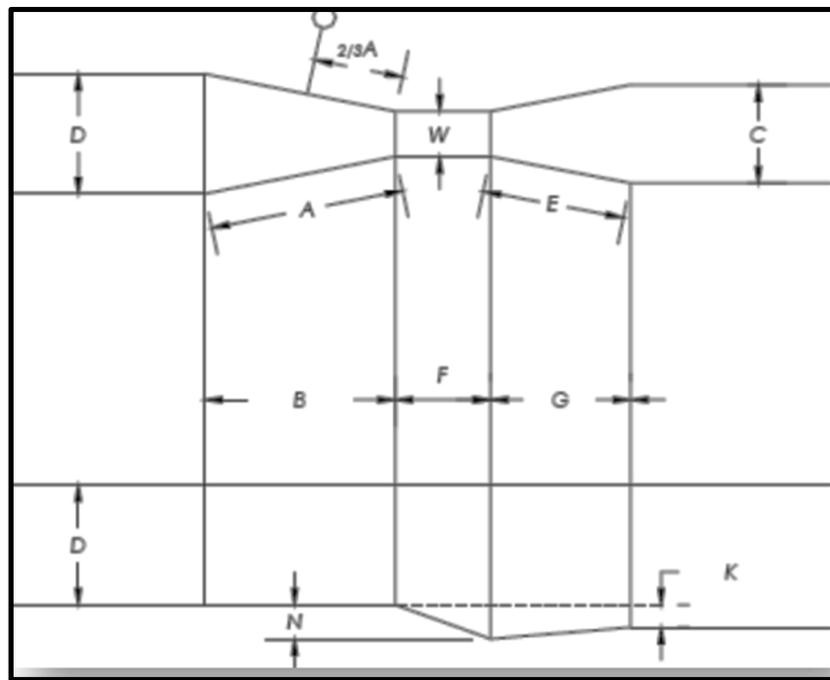


Figura 6.4.2: Dimensiones del medidor de caudal Parshall.

Fuente: "Manual de Hidráulica", Acevedo Neto y Guillermo Acosta Alvarez. Editorial Edgard Blucher. México – Harla. Sexta Edición 1975.

w	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
1"	22.9	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
1.5'	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 6.4.3: Dimensiones típicas del medidor de caudal Parshall (cm).

Fuente: "Manual de Hidráulica", Acevedo Neto y Guillermo Acosta Alvarez. Editorial Edgard Blucher. México – Harla. Sexta Edición 1975.

La ubicación del punto para la medición (PM) del caudal se tomara a 2/3 de A como se mostraba en la figura anterior resultando el valor siguiente:

$$Pm = \frac{2}{3} A$$

$$Pm = \frac{2}{3} (62.1) = 41.4 \text{ cm}$$

En este punto se realiza la medición tirante de agua residual ya sea con una regla o un medidor junto a la pared; y ya que los caudales mínimo y máximo se encuentran dentro de la capacidad del medidor Parshall, se tendrá descarga

libre en el mismo, obteniéndose el caudal con la siguiente fórmula propuesta por R. L. Parshall:

$$Q = KH^n$$

Donde:

K: Coeficiente que depende de la relación de estrechamiento.

H: Atura en la zona de medición en m.

n: Exponente que depende del tamaño del medidor.

Los valores de *n* y *K* se obtienen de la tabla 6.4.4. Resultando ser $n = 1.58$ y $K = 0.381$, con lo que el caudal queda definido por:

$$Q = 0.381 H^{1.58}$$

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
1.5'	0.457	1.538	1.054	6
2'	0.61	1.55	1.426	8
3'	0.915	1.566	2.5182	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 6.4.4: Valores de exponentes "n" y "K" dependiendo del tamaño de la garganta (w). Fuente: "Manual de Hidráulica", Acevedo Neto y Guillermo Acosta Alvarez. Editorial Edgard Blucher. México – Harla. Sexta Edición 1975.

d) Diseño del sedimentador primario tipo Dortmund.

Consideraciones de diseño.

Los parámetros a considerar en el diseño se muestran en la siguiente tabla:

PARAMETRO	RANGO	VALOR TOMADO
Carga superficial	24-60 m ³ /m ² * d	30 m ³ /m ² * d
Tiempo de retención	1,5-2,5 horas	2 horas
Inclinación del fondo		45°

Tabla 6.4.5. Valores recomendados para el diseño de sedimentadores.
Fuente: Norma Técnica OS.090 - "Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales" del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, 2006.

El volumen necesario para el sedimentador primario es igual a la suma de los volúmenes de agua residual para un determinado tiempo de retención (dos horas en este caso) y de lodos producidos para un determinado periodo de evacuación de lodos. Para este diseño se considerara realizar limpiezas de lodos de una vez por semana.

Volumen de almacenamiento de agua residual:

Se calcula de la siguiente manera:

$$Var = tr * Qmd$$

Donde:

Var: Volumen de agua residual

tr: tiempo de retención en horas

Q_{md}: Caudal medio diario en m³/hora que para este diseño es de **39.17 l/s**.

$$Var = 2 h * 0.03917 \frac{m^3}{s} * 3600 \frac{s}{h}$$

$$Var = 282.02 m^3$$

Volumen de lodos producidos por el sedimentador primario cada día (V_{lp})

El volumen de lodos producidos en el sedimentador cada día se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{lp} = V_l * Q_{md}$$

Donde:

V_{lp}: Volumen de lodos producidos en el sedimentador cada día.

V_l: Volumen de lodo sin digerir (ver tabla 6.4.6)

Q_{md}: Caudal medio diario en m³/día.

$$V_{lp} = \frac{2.950m^3}{1000 m^3} * 0.03917 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lp} = 9.98 \frac{m^3}{dia}$$

PROCESOS DE TRATAMIENTO	CANTIDAD NORMAL DE FANGO			humedad %	Peso Específico de S. del Fango	Sólidos Secos	
	m3/ miles de m3 de AR	t/ miles de m3 de AR	m3/1000 persona y día			kg/ miles de m3 de AR	kg/1000 personas y día
Sedimentación Primaria							
Sin digerir	2.95	3.3	1.09	95	1.4	150	56
Digeridos en tanques separados	1.45	1.65	0.53	94	-	90	34
Digeridos y deshidratados en lechos de arena	-	0.25	0.16	60	-	90	34
Digeridos y deshidratados en filtro de vacío	-	0.36	0.12	72.5	-	90	34
Filtro percolador	0.745	0.83	0.27	92.5	1.33	57	22
Precipitación química	5.12	5.8	1.9	92.5	1.93	396	150
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.58	0.55	72.5	-	396	150
Sedimentación Primaria y Fango activado							
Sin digerir	6.9	7.8	2.55	96	-	280	106
Sin digerir y deshidratado en filtro de vacío	1.48	1.55	0.56	80	-	280	106
Digerido en tanque separado	2.7	3	1	94	-	168	63
Digerido y deshidratados en lechos de arena	-	0.45	0.5	60	-	168	63
Digerido y deshidratados en filtro de vacío	-	0.92	0.33	80	-	168	63
Fango Activado							
Fango Húmedo	19.4	20	7.2	98.5	1.25	270	102
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.5	0.53	80	-	270	102
Secado por calentadores térmicos	-	0.3	0.08	4	-	270	102
Fosas sépticas, digerido	0.9	-	0.32	90	1.4	97	37
Tanque Imhoff, digerido	0.5	-	0.18	85	1.27	83	31

Tabla 6.4.6: Cantidad típica de lodos producidos por los diferentes tipos de tratamiento.
Fuente: "Ingeniería de aguas residuales", Metcalf & Eddy. Editorial Mc Graw Hill. 3ª Edición (1995), pág.613.

Para la determinación del volumen de lodos se utilizan los valores típicos de producción de lodos que se muestran en la tabla 6.4.6 (tabla anterior). Además se considera que la limpieza del sedimentador se hará una vez a la semana para hacer de esta una actividad periódica y práctica.

Volumen de almacenamiento de lodos:

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlp * \text{dias de almacenamiento}$$

$$Val = 9.98 * 7 = 69.86 \text{ m}^3$$

Volumen del sedimentador

El volumen total del sedimentador se obtiene sumando el volumen de almacenamiento de lodos (Val) y el volumen de agua residual (Var) como se muestra:

$$Vs = Val + Var$$

$$Vs = 69.86 + 282.02 = \mathbf{351.88 \text{ m}^3}$$

Área superficial del sedimentador

El área superficial del sedimentador se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Q}{C_s}$$

Donde:

A_s : Área superficial del sedimentador en m.

Q : Caudal medio en m³/ día.

C_s : Carga superficial en m³/m² *día, la cual será considerada de 30 m³/m²*día.

$$A_s = \frac{0.03917 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}}{30 \frac{m^3}{m^2 * d}} = 112.8 \text{ m}^2$$

Del área superficial se puede calcular el diámetro del sedimentador como se muestra:

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{A_s}{\pi}\right)}$$

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{112.8}{\pi}\right)} = 11.98 \text{ m} \cong 12 \text{ m}$$

Altura del cono (hc) del sedimentador primario es:

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será 45° con respecto a la horizontal para el diámetro efectivo (D_e) en el sedimentador se considerará el diámetro más el ancho que corresponde a las dos pantallas deflectoras de 15 cm de espesor cada una por lo que el diámetro a considerar es $D_e = 12.30 \text{ m}$:

La altura correspondiente del sedimentador será:

$$hc = \frac{De}{2} \tan \beta = \frac{12.3}{2} \tan 45 = 6.15 \text{ m}$$

Volumen del cono del sedimentador primario es:

$$Vc = \pi * r^2 \left(\frac{hc}{3} \right)$$

$$Vc = \pi (6.15)^2 * \left(\frac{6.15}{3} \right) = 243.59 \text{ m}^3$$

Debido a que el volumen del cono es menor al volumen necesario del sedimentador será necesario agregarle una sección cilíndrica al sedimentador.

$$Vcil = Vs - Vc$$

$$Vcil = 351.88 - 243.59 = 108.29 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro:

$$hcil = \frac{Vcil}{Acil} = \frac{Vcil}{\frac{\pi * D^2}{4}}$$

$$hcil = \frac{108.29}{\frac{\pi * (12.3)^2}{4}} = 0.91 \text{ m} \cong 1.00 \text{ m}$$

Se agregará una sección cilíndrica de 12.30 m de diámetro y 1.00m de alto.

Porcentaje de remoción:

El porcentaje de remoción de DBO y SST puede estimarse con la siguiente tabla:

Período de retención nominal (horas)	DBO 100 a 200 mg/l		DBO 200 a 300 mg/l	
	DBO%	SS* %	DBO%	SS* %
1.5	30	50	32	56
2.0	33	53	36	60
3.0	37	58	40	64
4.0	40	60	42	66

SS*Sólidos en suspensión totales.

Tabla 6.4.7: Porcentaje de remoción de DBO y sólidos suspendidos totales.
Fuente: Norma Técnica OS.090 - “Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales” del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Considerando que según la caracterización de las aguas residuales de la Ciudad de Armenia, se obtuvieron los siguientes datos **DBO5 = 300 mg/l**, y **SST= 870 mg/l**, se obtiene el porcentaje de remoción como se muestra a continuación:

$$C_{DBO5} = 300 - 300 * 0.36 = 192 \frac{mg}{l}$$

$$C_{SST} = 870 - 870 * 0.60 = 348 \frac{mg}{l}$$

e) Diseño del Filtro Percolador

Los datos básicos para el diseño son:

Caudal medio diario $Q_{md} = 0.03917$ lts/seg.

Demanda Bioquímica de oxígeno DBO= 192 mg/l

El DBO a la salida del filtro según exigido por la Norma CONACYT debe ser como máximo 60 mg/l, pero considerando que los filtros no trabajarán a un 100% de su eficiencia, para este diseño se ha considerado que a la salida del filtro debe tenerse una concentración de DBO de 25 mg/l.

Para el diseño se considerará como opción filtros en dos etapas, y para ello se utilizarán las ecuaciones de la NCR (National Research Council USA)

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W_1}{V_1 * F}}}$$

$$E2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}}$$

Donde:

E1: Eficiencia del primer filtro percolador.

E2: Eficiencia del segundo filtro percolador.

W1: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/ día aplicada al primer filtro.

W2: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/ día aplicada al segundo filtro.

V1: Volumen del primer filtro percolador en m³.

V2: Volumen del segundo filtro percolador en m³.

F: Factor de recirculación (adimensional).

Ya que el sistema no será mecanizado, el factor de recirculación se determina considerando que la recirculación R=0, como se muestra:

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2}$$

$$F = \frac{1 + 0}{\left(1 + \frac{0}{10}\right)^2} = 1$$

Calculo de la eficiencia en cada filtro:

Eficiencia conjunta de los filtros dispuestos en serie:

$$Ec = \frac{DBO_{5Inicial} - DBO_{5Final}}{DBO_{5Inicial}}$$

$$Ec = \frac{192 - 25}{192} = 0.87$$

$$Ec = 87\%$$

Considerando que los volúmenes de los dos filtros deben ser iguales, se analizan las 4 ecuaciones con las que se cuenta.

$$E1 + E2(1 - E1) = 0.87 \quad (1)$$

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W_1}{V_1 * F}}} \quad (2)$$

$$E2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}} \quad (3)$$

$$W_2 = (1 - E1) * W_1 \quad (4)$$

Despejando las ecuaciones (2 y 3) para los volúmenes e igualándolos:

Ecuación (2):

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W_1}{V_1 * F}}}$$

$$V_1 = \frac{W_1}{\left(\frac{226}{E1} - 2.26\right)^2}$$

Ecuación (3):

$$E2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}}$$

$$V_2 = \frac{W_2}{\left(\frac{100}{E2 * \left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} \right)^2}$$

Sustituyendo W2 en base a la ecuación (4):

$$V_2 = \frac{\left(1 - \frac{E1}{100}\right) * W_1}{\left(\frac{100}{E2 * \left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} \right)^2}$$

De las ecuaciones resultantes se igualan volúmenes, $V_1 = V_2$.

$$V_1 = V_2$$

$$\frac{W_1}{\left(\frac{226}{E1} - 2.26\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{E1}{100}\right) * W_1}{\left(\frac{100}{E2 * \left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} \right)^2}$$

De la ecuación se puede eliminar W1 y quedar con las únicas incógnitas de E1 y E2, luego se despejara E2 por mayor facilidad y se le llamara ecuación 5, como sigue:

$$\frac{W_1}{\left(\frac{226}{E1} - 2.26\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{E1}{100}\right) * W_1}{\left(\frac{100}{E2 * \left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} - \frac{1}{\left(\frac{0.4425}{1 - E1/100} \right)} \right)^2}$$

$$\frac{1}{\left(\frac{226}{E1} - 2.26\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{E1}{100}\right)}{\left(E2 * \left(\frac{0.4425}{1 - E1/100}\right) - \left(\frac{1}{1 - E1/100}\right)\right)^2}$$

$$E_2 = \frac{100}{\left(\frac{0.4425}{1 - E1/100}\right) * \left(\frac{226}{E1} - 2.26\right) * \left(\sqrt{1 - \frac{E1}{100}}\right) + 1} \quad (5)$$

Según la ecuación obtenida (5), hay infinitas soluciones para las cuales los volúmenes serían iguales, siendo esto falso pues solo hay un par de valores de la ecuación (5) que coincidirían con un par de valores de la ecuación (1) para encontrar los valores ambas ecuaciones deben simultanearse, siendo este un análisis difícil se trabajó por prueba y error dando valores a E1 y calculando E2 en ambas ecuaciones hasta que E2 sea aproximadamente igual en ambos resultados, esto cumple aproximadamente para los valores **E1 = 70.0 y E2 = 56.1** los cuales se toman como correctos prosiguiendo el cálculo con ellos.

Calculo de la carga de Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO) del primer filtro:

$$W1 = \frac{C_{DBO} * Qmd}{1000}$$

Donde:

W: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/d.

C_{DBO}: Concentración de DBO₅ en mg/l.

Qmd: Caudal medio diario de agua residual en m³/d.

$$W1 = \frac{192 \frac{mg}{l} * \left(0.03917 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}\right)}{1000}$$

$$W1 = 649.78 \text{ kg } DBO_5/\text{dia}$$

Cálculo del volumen para la primera etapa:

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W1}{V1 * F}}}$$

$$70.0 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{649.78}{V1 * 1}}}$$

$$V1 = 692.84 \text{ m}^3$$

Cálculo del área para el primer filtro:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{692.84}{2.4} = 288.68 \text{ m}^2$$

Considerando un filtro cuadrado se tiene:

$$L = \sqrt{A}$$

$$L = \sqrt{288.68} = 17.00 \text{ m por lado}$$

Cálculo de la demanda bioquímica de oxígeno del segundo filtro:

$$W_2 = (1 - E_1)W_1$$

$$W_2 = (1 - 0.70)(649.78)$$

$$\mathbf{W_2 = 194.934 \text{ kg DBO}_5/\text{dia}}$$

Cálculo del volumen para la segunda etapa:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E_1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}}$$

$$56.1 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - 0.70}\right) * \sqrt{\frac{194.934}{V_2 * 1}}}$$

$$V_2 = 692.58 \text{ m}^3$$

Cálculo del área para el segundo filtro:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{692.58}{2.4} = 288.58 \text{ m}^2$$

Considerando un filtro cuadrado se tiene:

$$L = \sqrt{A}$$

$$L = \sqrt{288.58} = 17.00 \text{ m por lado}$$

Verificando la tasa de carga hidráulica (L_w) para el primer filtro:

$$L_w1 = \frac{Qmd}{L^2} * 86400$$

$$L_w1 = \frac{0.03917}{(17.00)^2} * 86400 = 11.71 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Ya que los dos filtros son iguales, la tasa de carga hidráulica para el segundo filtro es igual a la del primero:

$$L_w1 = L_w2 = 11.71 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Basándose en los resultados obtenidos de carga hidráulica y eficiencia requerida se diseñarán filtros en dos etapas dispuestos en serie, sin recirculación para no tener que mecanizarlos.

CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA 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 (no incluye recirculación)	9.4-37.4 (no incluye recirculación)
Carga orgánica Kg de DBO 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 6.4.8: Características de diseño para filtros percoladores.

Fuente: “Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales”, Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.

Finalmente la concentración de DBO₅ a la salida del primer filtro será:

$$CDBO = 192 - (192 * 0.70) = 57.60 \frac{mg}{l}$$

La concentración de DBO₅ a la salida del segundo filtro será:

$$CDBO = 57.6 - (57.6 * 0.561) = 25.28 \frac{mg}{l}$$

La concentración de DBO a la salida del filtro percolador cumple con la norma CONACYT NSO 13.49.01:06 para la descarga de agua residual a un cuerpo receptor que exige una concentración máxima de DBO₅ de 60 mg/l, por lo que se considera que el diseño es satisfactorio.

f) Diseño del sedimentador secundario tipo Dortmund:

De la misma manera que en el sedimentador primario, el volumen necesario en el sedimentador secundario será igual a la suma del volumen de agua residual y el volumen de lodos para un tiempo de retención y periodo de limpieza dados, respectivamente. Para este diseño se considera un tiempo de retención de 2 horas y limpieza de lodos una vez por semana. Caudal medio diario en m³/hora que para este diseño es de **39.17 l/s**.

Volumen de almacenamiento de agua residual:

Se calcula de la siguiente manera:

$$Var = tr * Qmd$$

$$Var = 2 h * 0.03917 \frac{m^3}{s} * 3600 \frac{s}{h}$$

$$Var = 282.02 m^3$$

Volumen de lodos producidos por el sedimentador secundario cada día

(V_{lp}):

El volumen de lodos producidos en el sedimentador cada día se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{lp} = V_l * Q_{md}$$

Donde:

V_{lp}: Volumen de lodos producidos en el sedimentador cada día.

V_l: Volumen de lodo proveniente del filtro percolador (ver tabla 6.4.6)

Q_{md}: Caudal medio diario en m³/día.

$$V_{lp} = \frac{0.745 m^3}{1000 m^3} * 0.03917 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lp} = 2.52 \frac{m^3}{dia}$$

Volumen de almacenamiento de lodos:

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$V_{al} = V_{lp} * dias \ de \ almacenamiento$$

$$V_{al} = 2.52 * 7 = 17.65 m^3$$

Volumen del sedimentador

El volumen total del sedimentador se obtiene sumando el volumen de almacenamiento de lodos (V_{al}) y el volumen de agua residual (V_{ar}) como se muestra:

$$V_s = V_{al} + V_{ar}$$

$$V_s = 17.65 + 282.02 = \mathbf{299.66 \text{ m}^3}$$

Área superficial del sedimentador

El área superficial del sedimentador se determina mediante la Carga superficial (C_s) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Q}{C_s}$$

Donde:

A_s : Área superficial del sedimentador en m.

Q : Caudal medio en $\text{m}^3/\text{día}$.

C_s : Carga superficial en $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}^{15}$.

¹⁵ Tomado de tabla 6.4.9. Considerando lo más desfavorable se considera una carga de $32 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$.

VALORES RECOMENDADOS PARA CARGA SUPERFICIAL		
Tipo de tratamiento	Tasa de carga Superficial m³/(m²*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 de por filtros percoladores	16-24	40-48
Sedimentación seguida por biodiscos	-----	-----
Efluente secundario	16-32	40-48
Efluente nitrificado	16-24	32-40

Tabla 6.4.9: Valores recomendados para carga superficial.

Fuente: “Guías técnicas para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de tratamiento de Aguas Residuales” Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.

$$A_s = \frac{0.03917 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}}{32 \frac{m^3}{m^2 * d}} = 105.76 m^2$$

Del área superficial se puede calcular el diámetro del sedimentador como se muestra:

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{A_s}{\pi}\right)}$$

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{105.76}{\pi}\right)} = 11.60 m$$

Altura del cono (hc) del sedimentador es:

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será 45° con respecto a la horizontal (al igual que en el sedimentador primario); para el diámetro efectivo (De) en el sedimentador se considerará el diámetro más el ancho que corresponde a las dos pantallas deflectoras de 15 cm de espesor cada una por lo que el diámetro a considerar es $De = 11.90$ m:

La altura correspondiente del sedimentador será:

$$hc = \frac{De}{2} \tan \beta = \frac{11.90}{2} \tan 45 = 5.95 \text{ m}$$

Volumen del cono del sedimentador es:

$$V_c = \pi * r^2 \left(\frac{hc}{3} \right)$$

$$V_c = \pi (5.95)^2 * \left(\frac{5.95}{3} \right) = 220.59 \text{ m}^3$$

Debido a que el volumen del cono es menor al volumen necesario del sedimentador será necesario agregarle una sección cilíndrica al sedimentador.

$$V_{cil} = V_s - V_c$$

$$V_{cil} = 299.66 - 220.59 = 79.07 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro:

$$h_{cil} = \frac{V_{cil}}{A_{cil}} = \frac{V_{cil}}{\frac{\pi * D^2}{4}}$$

$$h_{cil} = \frac{79.07}{\frac{\pi * (11.90)^2}{4}} = 0.71 \text{ m} \cong 0.75 \text{ m}$$

Se agregará una sección cilíndrica de 11.90 m de diámetro y 0.75 m de alto.

g) Diseño del digestor de lodos.

Retomado los datos calculados en el diseño del sedimentador primario y secundario se tiene que en el sedimentador primario se producen 9.98 m³ de lodos por día, y en el sedimentador secundario se producen 2.52 m³ de lodos por día, por lo que en total en los dos sedimentadores se producirá la cantidad de 12.50 m³ de lodos por día.

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	Mesofilica					

Tabla 6.4.10: Digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.

Fuente: "Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales". Tomo II. Purificación de Aguas y Tratamiento de Aguas Residuales, Fair, Geyer, Okun, Año 1998.

El período de digestión de lodos puede obtenerse de la **tabla 6.4.10** ya que en la ciudad de Armenia se tiene un clima entre templado y caliente¹⁶, se considerará que idealmente se presenta un promedio de temperatura de 26.7 °C, por lo que el período de digestión es de 30 días.

Volumen del digestor:

Se calcula de la siguiente manera:

$$Vd = Vtlp * T$$

Donde:

Vd: Volumen del digestor.

Vtlp: Volumen total de lodos producidos en los sedimentadores.

T: Período de digestión, en días.

$$Vd = 12.50 \frac{m^3}{día} * 30 \text{ días} = 375 m^3$$

Área superficial del digestor:

$$Ad = \frac{Vd}{hd}$$

¹⁶ Tomado del Capítulo III MONOGRAFIA DE LA CIUDAD DE ARMENIA, de este trabajo de graduación pág. 68.

Donde:

Ad: Área del digestor

Vd: Volumen del digestor.

hd: Altura del digestor (asumiendo una altura de 2.0 m)

$$Ad = \frac{375.0 \text{ m}^3}{2 \text{ m}} = 187.5 \text{ m}^2$$

El diámetro del digestor se calcula de la siguiente manera:

$$Dd = \sqrt{\left(4 * \frac{Ad}{\pi}\right)}$$

$$Dd = \sqrt{\left(4 * \frac{187.5}{\pi}\right)} = 15.45 \text{ m}$$

Considerando un pendiente en el fondo del digestor 1:6¹⁷, la altura del cono será:

$$hc = \frac{Dd}{2} * \left(\frac{1}{6}\right)$$

$$hc = \frac{15.45}{2} * \left(\frac{1}{6}\right) = 1.285 \text{ m} \cong 1.30 \text{ m}$$

¹⁷ Criterio retomado de “ Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental Y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias.

h) Patio de secado de lodos:

Para el diseño del patio de secado de lodos se necesita conocer el volumen total de lodos a colocar en el mismo, por lo tanto se retoman de la tabla 6.4.6 Cantidad típica de lodos producidos, la cantidad de lodos producidos en los procesos anteriores y se tiene:

- a) Los lodos producidos en sedimentación primaria digeridos en tanques separados se produce una cantidad de $1.45 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.
- b) La cantidad de lodos producidos en la sedimentación primaria luego del filtro percolador es $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.

Por lo tanto la cantidad total de lodos producidos diariamente será de $2.915 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.

Volumen de lodos a colocar en el patio:

$$Vl_{patio} = Vl * Qmd * tr$$

$$Vl_{patio} = \frac{2.195 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} * \left(0.03917 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}} \right) * 30 \text{ días}$$

$$Vl_{patio} = 222.86 \text{ m}^3$$

Considerando capas de 40 cm¹⁸ para la disposición de los lodos, el área requerida para dicho fin es:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{222.86 \text{ m}^3}{0.4 \text{ m}} = 557.15 \text{ m}^2$$

Considerando disponer seis patios de secado de lodos y asumiendo 6 m de ancho para cada uno se tiene una longitud de:

$$L = \frac{\frac{A_T}{6}}{6} = \frac{A_T}{36}$$

$$L = \frac{557.15}{36} = 15.48 \text{ m} \cong 15.50 \text{ m} \frac{c}{patio}$$

i) Tanque séptico para las aguas provenientes del patio de secado.

Para el tratamiento de las aguas drenadas en el patio de secado de lodos se usará un tanque séptico con un tiempo de retención de 16 horas¹⁹. En la tabla 6.4.6 se observa que la humedad de los lodos provenientes de la digestión en tanques separados y después del filtro percolador son 94.0% y 92.5% respectivamente, con estos valores se obtiene el volumen a tratar por día en el tanque séptico.

¹⁸ Norma Peruana sección 5.9.6.3: se recomiendan espesores de capa de lodos entre 20 y 40 cm.

¹⁹ Tesis: Manual para el Diseño de Unidades de Tipo Biológico en Plantas de Tratamiento de aguas Residuales, Carlos Ayala y Elí Díaz, UES, 2008.

$$Vagua = \left(0.03917 \text{ l/s} * 86400 \text{ s/d} \right) * \left(0.94 * \frac{1.45 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} + 0.925 * \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \right)$$

$$Vagua = 6.95 \text{ m}^3$$

Considerando que el volumen de lodos es insignificante, el volumen del tanque puede determinarse con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Vagua * tr}{1000}$$

Donde:

V: Volumen del tanque séptico.

Vagua: Volumen de agua a tratar en l/día.

tr: Tiempo de retención en días.

$$V = \frac{6950 \text{ l/dia} * 0.67 \text{ días}}{1000} = 4.66 \text{ m}^3$$

Diseño de la planta de tratamiento N° 2

Para el diseño de esta planta de tratamiento se tomará como referencia las tablas utilizadas en el primer diseño por lo que se presentan los cálculos a manera de resumen.

Los datos de interés son el caudal medio diario $Q_{md} = 24.20$ lts/seg, caudal máximo horario = 58.02 lts/seg y $Q_{minh} = 7.26$ l/s.

Se considerarán las siguientes características de las rejillas para su diseño:

- Pletina de 3 cm x 1 cm
- Ancho de pletina propuesta $w = 3$ cm.
- Espesor de pletina $t = 1$ cm.
- Separación libre entre cada pletina $a = 3$ cm.
- Ancho de canal de entrada, $b = 40$ cm.
- Inclinación $\alpha = 45^\circ$
- Factor de forma $\beta = 2.42$ (sección rectangular, ver tabla 6.4.1)
- Velocidad de aproximación 0.60 m/s

a) Diseño del Canal de entrada

De continuidad:

$$Q = v * A$$

$$A = \frac{Q_{max} h}{v}$$

$$A = \frac{0.05802 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} = 0.0967 \text{ m}^2$$

Considerando un ancho de canal de $b = 0.40 \text{ m}$, se tienen que para una sección rectangular el tirante (T) es:

$$A = b * T$$

$$T = \frac{A}{b}$$

$$T = \frac{0.0967 \text{ m}^2}{0.4 \text{ m}} = 0.24 \text{ m}$$

Se considerará un borde libre de 0.16 m , obteniendo una profundidad total del canal de 0.40 m .

De la ecuación de Manning se puede determinar la pendiente:

$$v = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

Rh: Radio hidráulico de la sección.

S: Pendiente de la sección

n: Número de Manning.

v: Velocidad de aproximación en m/s.

Calculando el radio hidráulico:

$$Rh = \frac{Ah}{Pm} = \frac{\text{Area hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$Rh = \frac{0.0967}{(0.4 + 2 * 0.24)} = 0.11 \text{ m}$$

Para $n = 0.015$ (concreto):

$$S = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{0.6 * 0.015}{0.11^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.15 \%$$

Dimensionamiento de rejillas

La eficiencia se determina de la siguiente manera:

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

Donde:

a: Separación de pletina en cm = 3 cm.

t: Espesor de pletina en cm = 1 cm.

Calculando la eficiencia en las rejillas:

$$E = \frac{3}{3 + 1} = 0.75$$

Calculando el ancho libre:

$$b_u = b * E$$

Donde:

b_u : Ancho útil o ancho libre

E: eficiencia (la eficiencia puede variar entre 0.6 a 0.85, siendo más común 0.75).

b: Ancho del canal de entrada en cm.

$$b_u = 0.4 * 0.75 = 0.30 \text{ m}$$

El ancho que ocupará la pletina será " b_p " y se determina de la siguiente manera:

$$b_p = b - b_u$$

$$b_p = 40 - 30 = 10 \text{ cm}$$

Número de pletinas a colocar en el ancho del canal será:

$$\text{Número de pletinas} = \frac{b_p}{t}$$

$$\text{Número de pletinas} = \frac{10}{1} = 10$$

Para comprobar que las dimensiones propuestas son adecuadas, se calcula la pérdida de carga debido a las rejillas teniendo en cuenta que ésta debe ser menor a 15 cm.

$$Hf = \beta * \left(\frac{t}{a}\right) * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \text{sen } \alpha$$

$$Hf = 2.42 * \left(\frac{10}{30}\right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{0.60^2}{2 * 9.81}\right) \text{sen } (45)$$

$$Hf = 0.73 \text{ cm}$$

Para rejillas sucias en un 50 % la pérdida por obstrucción de los barrotes se calcula considerando que "a" disminuye y que "t" aumenta respectivamente, como se muestra:

$$a' = 0.5 * a = 0.5 * 30 = 15 \text{ mm}$$

$$t' = 15 + t = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

$$Hf = 2.42 * \left(\frac{25}{15}\right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{0.60^2}{2 * 9.81}\right) \text{sen } (45)$$

$$Hf = 6.20 \text{ cm} < 15 \text{ cm OK!}$$

La pérdida de carga en las rejillas es igual que en el diseño de la planta número 1, debido a que las dimensiones de las pletinas son las mismas. Por lo que se concluye que el diseño resulta satisfactorio también en este caso.

b) Diseño del desarenador

Cálculo de dimensiones del desarenador

Datos básicos de diseño:

- Q_{max} : 58.02 lts/seg, Q_{min} $h = 7.26$ l/s.

Considerando que el ancho del canal debe variar entre 2 y 3 veces el ancho de garganta del medidor Parshall y para este diseño se considera un ancho de garganta $W=6''$ (ver **tabla 6.4.2**), se asumirá un ancho de canal de 35 cm aplicando una relación de $B=2W$; donde B es el ancho del desarenador.

De continuidad:

$$Q = v * A$$

$$Q = v (h * b)$$

$$h_{máx} = \frac{Q}{(v * b)}$$

Donde:

v: 0.30 m/s (velocidad horizontal)

b: ancho de la sección (asumiendo b= 35 cm)

Q: Q máx. horario = 58.02 l/s.

$$h_{m\acute{a}x} = \frac{0.05802}{(0.3 * 0.35)} = 0.55 \text{ m (tirante de agua máximo)}$$

Calculando el tirante mínimo:

$$h_{min} = \frac{Q_{min}h}{(v * b)}$$

Donde:

v: 0.30 m/s (velocidad horizontal)

b: ancho de la sección (asumiendo b= 40 cm)

Q: Q mínimo horario = 7.26 l/s.

$$h = \frac{0.00726}{(0.3 * 0.35)} = 0.069 \text{ m (tirante de agua mínimo)}$$

Para la altura del canal se utilizará el promedio de los tirantes máximo y mínimo calculados respectivamente considerando que cuando se tenga el caudal máximo trabajarán simultáneamente los dos canales desarenadores.

$$h_{prom} = \frac{h_{m\acute{a}x} + h_{m\acute{i}n}}{2}$$

$$h_{prom} = \frac{0.55m + 0.069m}{2} = 0.31m$$

Considerando un borde libre de 19 cm se obtendrá una profundidad del desarenador de 50 cm.

Longitud del desarenador

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$L = \frac{h * v_h}{v_s}$$

$$L = \frac{0.55 * 0.3}{0.0208} = 7.93 m$$

Se debe asegurar por lo menos un 75% de remoción de las partículas del tamaño escogido, para ello se añade un 25% de longitud adicional al desarenador en la entrada y la salida, se tiene:

$$L = 1.5 * l$$

$$L = 1.5 (7.93) = 11.90 m$$

Pendiente del canal desarenador:

$$S = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$Rh = \frac{Ah}{Pm} = \frac{\text{Area hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$Rh = \frac{(0.55 * 0.35)}{(0.35 + 2 * 0.55)} = 0.133$$

Para $n = 0.015$ (concreto):

$$S = \left(\frac{0.3 * 0.015}{0.133^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.03 \%$$

Cálculo del período de limpieza de la canaleta de almacenamiento.

Para el almacenamiento de la arena se propone una sección de 0.35 m por 0.1 m, por lo tanto se dispone de un volumen de almacenamiento igual a:

$$V = 0.35 * 0.1 * 11.90 = 0.417 \text{ m}^3$$

Si se considera que el almacenamiento de arena es equivalente a 30 litros de arena por cada 1000 m^3 de agua residual y que el caudal de diseño es 58.02 l/seg, se tiene:

$$V_{\text{Arena}} = (Qd * 86400) * \left(\frac{30}{1000} \right)$$

$$V_{\text{Arena}} = (0.05802 * 86400) * \left(\frac{30}{1000} \right) = 150.40 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

El período de limpieza se calcula de la siguiente manera:

$$t = \frac{V_{\text{almacenamiento}}}{V_{\text{arena}}}$$

Donde: t es el período de limpieza.

$$t = \frac{0.417 \frac{m^3}{\text{dia}}}{0.1504 \frac{m^3}{\text{dia}}} = \mathbf{2.8 \text{ dias}}$$

Se concluye que la limpieza de las cunetas debe hacerse por lo menos cada dos días para obtener un funcionamiento correcto en el sistema.

c) Diseño del medidor de caudal Parshall

Dimensionamiento de Medidor Parshall

Para la selección del tamaño del medidor, se tiene un caudal máximo de $Q_{\text{max}} = 58.02 \text{ l/s.}$ y $Q_{\text{minh}} = 7.26 \text{ l/s.}$ Y según la tabla **6.4.2** se utilizará un medidor Parshall con un ancho de garganta de $W = 6''$ al igual que en la planta de tratamiento número uno por lo que todos los cálculos serán los mismos (ver dimensionamiento del medidor Parshall de la planta de tratamiento N°1).

d) Diseño del sedimentador primario tipo Dortmund.

Consideraciones de diseño.

El volumen necesario para el sedimentador primario es igual a la suma de los volúmenes de agua residual para un determinado tiempo de retención (dos

horas en este caso) y de lodos producidos para un determinado periodo de evacuación de lodos. Para este diseño se considerara realizar limpiezas de lodos de una vez por semana.

Volumen de almacenamiento de agua residual:

Se calcula de la siguiente manera:

$$Var = tr * Qmd$$

$$Var = 2 h * 0.0242 \frac{m^3}{s} * 3600 \frac{s}{h}$$

$$Var = 174.24 m^3$$

Volumen de lodos producidos por el sedimentador primario cada día (Vlp)

$$Vlp = Vl * Qmd$$

$$Vlp = \frac{2.950m^3}{1000 m^3} * 0.0242 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlp = 6.17 \frac{m^3}{dia}$$

Volumen de almacenamiento de lodos:

$$Val = Vlp * dias de almacenamiento$$

$$Val = 6.17 * 7 = 43.18 m^3$$

Volumen del sedimentador

$$V_s = V_{al} + V_{ar}$$

$$V_s = 43.18 + 174.24 = 217.42 \text{ m}^3$$

Área superficial del sedimentador

Se obtiene mediante la siguiente expresión y considerando una carga de 30 m³/m²*d:

$$A_s = \frac{Qmd}{C_s}$$

$$A_s = \frac{0.0242 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{30 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}} = 69.70 \text{ m}^2$$

Del área superficial se puede calcular el diámetro del sedimentador como se muestra:

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{A_s}{\pi}\right)}$$

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{69.70}{\pi}\right)} = 9.42 \text{ m} \cong 9.45 \text{ m}$$

Altura del cono (hc) del sedimentador primario es:

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será 45° con respecto a la horizontal para el diámetro efectivo (De) en el sedimentador se considerará el diámetro más el ancho que corresponde a las dos pantallas deflectoras de 15 cm de espesor cada una por lo que el diámetro a considerar es $De = 9.75$ m aproximando a 9.80 m:

La altura correspondiente del sedimentador será:

$$hc = \frac{De}{2} \tan \beta = \frac{9.80}{2} \tan 45 = 4.90 \text{ m}$$

Volumen del cono del sedimentador primario es:

$$V_c = \pi * r^2 \left(\frac{hc}{3} \right)$$

$$V_c = \pi (4.9)^2 * \left(\frac{4.90}{3} \right) = 123.20 \text{ m}^3$$

Debido a que el volumen del cono es menor al volumen necesario del sedimentador será necesario agregarle una sección cilíndrica al sedimentador.

$$V_{cil} = V_s - V_c$$

$$V_{cil} = 217.42 - 121.95 = 94.22 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro:

$$h_{cil} = \frac{V_{cil}}{A_{cil}} = \frac{V_{cil}}{\frac{\pi * D^2}{4}}$$

$$h_{cil} = \frac{94.22}{\frac{\pi * (9.8)^2}{4}} = 1.25 \text{ m}$$

Se agregará una sección cilíndrica de 9.80 m de diámetro y 1.25 m de alto.

Porcentaje de remoción:

El porcentaje de remoción de DBO y SST puede estimarse con la tabla **6.4.7**, y considerando la caracterización de las aguas residuales de la Ciudad de Armenia, se obtuvieron los siguientes datos **DBO5 = 300 mg/l**, y **SST= 870 mg/l**, se obtiene el porcentaje de remoción como se muestra a continuación:

$$C_{DBO5} = 300 - 300 * 0.36 = 192 \frac{mg}{l}$$

$$C_{SST} = 870 - 870 * 60 = 348 \frac{mg}{l}$$

e) Diseño del Filtro Percolador

Los datos básicos para el diseño son:

Caudal medio diario Qmd= 0.0242 lts/seg.

Demanda Bioquímica de oxígeno DBO= 192 mg/l

El DBO a la salida del filtro según exigido por la Norma CONACYT debe ser como máximo 60 mg/l, pero considerando que los filtros no trabajarán a un 100% de su eficiencia, para este diseño se ha considerado que a la salida del filtro debe tenerse una concentración de DBO de 25 mg/l.

Para el diseño se considerará como opción filtros en dos etapas, y para ello se utilizarán las ecuaciones de la NCR (National Research Council USA).

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W_1}{V_1 * F}}}$$

$$E2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}}$$

Donde:

E1: Eficiencia del primer filtro percolador.

E2: Eficiencia del segundo filtro percolador.

W1: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/ día aplicada al primer filtro.

W2: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/ día aplicada al segundo filtro.

V1: Volumen del primer filtro percolador en m³.

V2: Volumen del segundo filtro percolador en m³.

F: Factor de recirculación (adimensional).

Ya que el sistema no será mecanizado al igual que para la planta N°1, el factor de recirculación se determina considerando que la recirculación R=0, como se muestra:

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2}$$

$$F = \frac{1 + 0}{\left(1 + \frac{0}{10}\right)^2} = 1$$

Calculo de la eficiencia en cada filtro:

Eficiencia conjunta de los filtros dispuestos en serie:

$$Ec = \frac{DBO_{5Inicial} - DBO_{5Final}}{DBO_{5Inicial}}$$

$$Ec = \frac{192 - 25}{192} = 0.87$$

$$E_c = 87\%$$

$$E_1 + E_2(1 - E_1) = 0.87$$

Considerando que las eficiencias son diferentes y que los volúmenes de los dos filtros deben ser iguales, se considera que la eficiencia para el primer filtro será de 70% y la eficiencia para el segundo filtro será de 56.1% (calculado considerando volúmenes iguales²⁰).

Calculo de la carga de Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO) del primer filtro:

$$W_1 = \frac{C_{DBO} * Q_{md}}{1000}$$

Donde:

W: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/d.

C_{DBO}: Concentración de DBO₅ en mg/l.

Q_{md}: Caudal medio diario de agua residual en m³/d.

$$W_1 = \frac{192 \frac{mg}{l} * \left(0.0242 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d} \right)}{1000}$$

$$\mathbf{W_1 = 401.45 \text{ kg DBO}_5/\text{dia}}$$

²⁰ Ver cálculo en diseño de los filtros percoladores de la planta de tratamiento de aguas residuales N°1.

Cálculo del volumen para la primera etapa:

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W_1}{V_1 * F}}}$$

$$70.0 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{401.45}{V_1 * 1}}}$$

$$V1 = 428.05 \text{ m}^3$$

Cálculo del área para el primer filtro:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{428.05}{2.4} = 178.35 \text{ m}^2$$

Considerando un filtro cuadrado se tiene:

$$L = \sqrt{A}$$

$$L = \sqrt{178.35} = 13.5 \text{ m}$$

Cálculo de la demanda bioquímica de oxígeno del segundo filtro:

$$W2 = (1 - E1)W1$$

$$W2 = (1 - 0.70)(401.45)$$

$$W_2 = 120.435 \text{ kg DBO}_5/\text{dia}$$

Cálculo del volumen para la segunda etapa:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E_1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}}$$

$$56.1 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - 0.70}\right) * \sqrt{\frac{120.435}{V_2 * 1}}}$$

$$V_2 = 427.89 \text{ m}^3$$

Cálculo del área para el segundo filtro:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{427.89}{2.4} = 178.28 \text{ m}^2$$

Considerando un filtro cuadrado se tiene:

$$L = \sqrt{A}$$

$$L = \sqrt{178.28} = 13.50 \text{ m por lado}$$

Verificando la tasa de carga hidráulica (Lw) para el primer filtro:

$$Lw_1 = \frac{Qmd}{L^2} * 86400$$

$$Lw1 = \frac{0.0242}{(13.5)^2} * 86400 = 11.47 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Ya que los dos filtros son iguales, la tasa de carga hidráulica para el segundo filtro es igual a la del primero:

$$Lw1 = Lw2 = 11.47 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

Basándose en los resultados obtenidos de carga hidráulica y eficiencia requerida se diseñarán filtros en dos etapas dispuestos en serie, sin recirculación para no tener que mecanizarlos (ver tabla 6.4.8).

Finalmente la concentración de DBO₅ a la salida del primer filtro será:

$$CDBO = 192 - (192 * 0.70) = 57.60 \frac{mg}{l}$$

La concentración de DBO₅ a la salida del segundo filtro será:

$$CDBO = 57.6 - (57.6 * 0.561) = 25.28 \frac{mg}{l}$$

La concentración de DBO a la salida del filtro percolador cumple con la norma CONACYT NSO 13.49.01:06 para la descarga de agua residual a un cuerpo receptor que exige una concentración máxima de DBO₅ de 60 mg/l, por lo que se considera que el diseño es satisfactorio.

f) Diseño del sedimentador secundario tipo Dortmund:

De la misma manera que en el sedimentador primario, el volumen necesario en el sedimentador secundario será igual a la suma del volumen de agua residual y el volumen de lodos para un tiempo de retención y periodo de limpieza dados, respectivamente. Para este diseño se considera un tiempo de retención de 2 horas y limpieza de lodos una vez por semana. Caudal medio diario en $m^3/hora$ que para este diseño es de **24.20 l/s**.

Volumen de almacenamiento de agua residual:

Se calcula de la siguiente manera:

$$Var = tr * Qmd$$

$$Var = 2 h * 0.0242 \frac{m^3}{s} * 3600 \frac{s}{h}$$

$$Var = 174.24 m^3$$

Volumen de lodos producidos por el sedimentador secundario cada día

(Vlp):

$$Vlp = Vl * Qmd$$

$$Vlp = \frac{0.745m^3}{1000 m^3} * 0.0242 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlp = 1.56 \frac{m^3}{dia}$$

Volumen de almacenamiento de lodos:

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlp * \text{dias de almacenamiento}$$

$$Val = 1.56 * 7 = 10.90 \text{ m}^3$$

Volumen del sedimentador

$$Vs = Val + Var$$

$$Vs = 10.90 + 174.24 = \mathbf{185.14 \text{ m}^3}$$

Área superficial del sedimentador:

Asumiendo una carga superficial de $30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (ver tabla 6.4.9) se tiene:

$$A_s = \frac{Qmd}{C_s}$$

$$A_s = \frac{0.0242 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{30 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}} = 65.34 \text{ m}^2$$

Del área superficial se puede calcular el diámetro del sedimentador como se muestra:

$$Ds = \sqrt{\left(4 * \frac{A_s}{\pi}\right)}$$

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{65.34}{\pi}\right)} = 9.12 \text{ m} \cong 9.20 \text{ m}$$

Altura del cono (hc) del sedimentador es:

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será 45° con respecto a la horizontal (al igual que en el sedimentador primario); para el diámetro efectivo (D_e) en el sedimentador se considerará el diámetro más el ancho que corresponde a las dos pantallas deflectoras de 15 cm de espesor cada una por lo que el diámetro a considerar es $D_e = 9.50 \text{ m}$:

La altura correspondiente del sedimentador será:

$$h_c = \frac{D_e}{2} \tan \beta = \frac{9.50}{2} \tan 45 = 4.75 \text{ m}$$

Volumen del cono del sedimentador es:

$$V_c = \pi * r^2 \left(\frac{h_c}{3}\right)$$

$$V_c = \pi (4.75)^2 * \left(\frac{4.75}{3}\right) = 112.23 \text{ m}^3$$

Debido a que el volumen del cono es menor al volumen necesario del sedimentador será necesario agregarle una sección cilíndrica al sedimentador.

$$V_{cil} = V_s - V_c$$

$$V_{cil} = 185.14 - 112.23 = 72.91 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro:

$$h_{cil} = \frac{V_{cil}}{A_{cil}} = \frac{V_{cil}}{\frac{\pi * D^2}{4}}$$

$$h_{cil} = \frac{72.91}{\frac{\pi * (9.50)^2}{4}} = 1.05 \text{ m}$$

Se agregará una sección cilíndrica de 9.50 m de diámetro y 1.05 m de alto.

g) Diseño del digestor de lodos.

Retomado los datos calculados en el diseño del sedimentador primario y secundario se tiene que en el sedimentador primario se producen 6.17 m³ de lodos por día, y en el sedimentador secundario se producen 1.56 m³ de lodos por día, por lo que en total en los dos sedimentadores se producirá la cantidad de 7.73 m³ de lodos por día.

El período de digestión de lodos puede obtenerse de la **tabla 6.4.10** ya que en la ciudad de Armenia se tiene un clima entre templado y caliente, se considerará que idealmente se presenta un promedio de temperatura de 26.7 °C, por lo que el período de digestión es de 30 días.

Volumen del digestor:

$$Vd = Vtlp * T$$

$$Vd = 7.73 \frac{m^3}{día} * 30 \text{ días} = 231.84 m^3$$

Área superficial del digestor, asumiendo una altura de 2 m:

$$Ad = \frac{Vd}{hd}$$

$$Ad = \frac{231.84 m^3}{2 m} = 115.92 m^2$$

El diámetro del digestor se calcula de la siguiente manera:

$$Dd = \sqrt{\left(4 * \frac{Ad}{\pi}\right)}$$

$$Dd = \sqrt{\left(4 * \frac{115.92}{\pi}\right)} = 12.15 m$$

Considerando un pendiente en el fondo del sedimentador 1:6²¹, la altura del cono será:

$$hc = \frac{Dd}{2} * \left(\frac{1}{6}\right)$$

²¹ Criterio retomado de “ Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental Y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias.

$$hc = \frac{12.15}{2} * \left(\frac{1}{6}\right) = 1.013 \text{ m}$$

h) Patio de secado de lodos:

Para el diseño del patio de secado de lodos se necesita conocer el volumen total de lodos a colocar en el mismo, por lo tanto se retoman de la tabla **6.4.6** Cantidad típica de lodos producidos, la cantidad de lodos producidos en los procesos anteriores y se tiene:

- c) Los lodos producidos en sedimentación primaria digeridos en tanques separados se produce una cantidad de 1.45 m³/1000 m³ de Agua Residual.
- d) La cantidad de lodos producidos en la sedimentación primaria luego del filtro percolador es 0.745 m³/1000 m³ de Agua Residual.

Por lo tanto la cantidad total de lodos producidos diariamente será de 2.915 m³ /1000 m³ de Agua Residual.

Volumen de lodos a colocar en el patio:

$$Vl_{patio} = Vl * Qmd * tr$$

$$Vl_{patio} = \frac{2.195 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} * \left(0.0242 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}\right) * 30 \text{ días}$$

$$Vl_{patio} = 137.68 \text{ m}^3$$

Considerando capas de 40 cm para la disposición de los lodos, el área requerida para dicho fin es:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{137.68 \text{ m}^3}{0.4 \text{ m}} = 344.20 \text{ m}^2$$

Considerando disponer cuatro patios de secado de lodos y asumiendo 6 m de ancho para cada uno se tiene una longitud de:

$$L = \frac{\frac{A_T}{4}}{6} = \frac{A_T}{24} \frac{344.20}{24} = 14.34 \text{ m} \cong 14.35 \text{ m}_{\text{patio}}$$

i) Tanque séptico para las aguas provenientes del patio de secado.

Para el tratamiento de las aguas drenadas en el patio de secado de lodos se usará un tanque séptico con un tiempo de retención de 16 horas²². En la tabla 6.4.6 se observa que la humedad de los lodos provenientes de la digestión en tanques separados y después del filtro percolador son 94.0% y 92.5% respectivamente, con estos valores se obtiene el volumen a tratar por día en el tanque séptico.

$$V_{agua} = \left(0.0242 \text{ l/s} * 86400 \text{ s/d} \right) * \left(0.94 * \frac{1.45 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} + 0.925 * \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \right)$$

$$V_{agua} = 4.29 \text{ m}^3$$

²² Tesis: Manual para el Diseño de Unidades de Tipo Biológico en Plantas de Tratamiento de aguas Residuales, Carlos Ayala y Elí Díaz, UES, 2008.

Considerando que el volumen de lodos es insignificante, el volumen del tanque puede determinarse con la siguiente expresión:

$$V = \frac{V_{agua} * tr}{1000}$$

Donde:

V: Volumen del tanque séptico.

V_{agua}: Volumen de agua a tratar en l/día.

tr: Tiempo de retención en días.

$$V = \frac{4290 \text{ l/día} * 0.67 \text{ días}}{1000} = 2.87 \text{ m}^3$$

Diseño de la planta de tratamiento N° 3

Para el diseño de esta planta de tratamiento se tomará como referencia las tablas utilizadas en el primer y segundo diseño por lo que se presentan los cálculos a manera de resumen.

Los datos de interés son el caudal medio diario $Q_{md} = 18.25$ lts/seg, caudal máximo horario = 43.80 lts/seg y $Q_{minh} = 5.48$ l/s.

Se considerarán las siguientes características de las rejillas para su diseño:

- Pletina de 3 cm x 1 cm
- Ancho de pletina propuesta $w = 3$ cm.
- Espesor de pletina $t = 1$ cm.
- Separación libre entre cada pletina $a = 3$ cm.
- Ancho de canal de entrada, $b = 30$ cm.
- Inclinación $\alpha = 45^\circ$
- Factor de forma $\beta = 2.42$ (sección rectangular, ver tabla 6.4.1)
- Velocidad de aproximación 0.60 m/s

a) Diseño del Canal de entrada

De continuidad:

$$Q = v * A$$

$$A = \frac{Q_{max} h}{v}$$

$$A = \frac{0.04380 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} = 0.073 \text{ m}^2$$

Considerando un ancho de canal de $b = 0.30 \text{ m}$, se tienen que para una sección rectangular el tirante (T) es:

$$A = b * T$$

$$T = \frac{A}{b}$$

$$T = \frac{0.073 \text{ m}^2}{0.3 \text{ m}} = 0.24 \text{ m}$$

Se considerará un borde libre de 0.36 m , obteniendo una profundidad total del canal de 0.60 m .

De la ecuación de Manning se puede determinar la pendiente:

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Calculando:

$$Rh = \frac{Ah}{Pm} = \frac{\text{Area hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$Rh = \frac{0.073}{(0.3 + 2 * 0.24)} = 0.092 \text{ m}$$

Para $n = 0.015$ (concreto):

$$S = \left(\frac{v * n}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{0.6 * 0.015}{0.092^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.19 \%$$

Dimensionamiento de rejillas

Calculando la eficiencia en las rejillas:

$$E = \frac{3}{3 + 1} = 0.75$$

Calculando el ancho libre:

$$bu = b * E$$

$$bu = 0.3 * 0.75 = 0.225 \cong 0.23 \text{ m}$$

El ancho que ocupará la pletina será "b_p" y se determina de la siguiente manera:

$$bp = b - bu$$

$$bp = 30 - 23 = 7 \text{ cm}$$

Número de pletinas a colocar en el ancho del canal será:

$$\text{Número de pletinas} = \frac{bp}{t}$$

$$\text{Número de pletinas} = \frac{7}{1} = 7$$

Para comprobar que las dimensiones propuestas son adecuadas, se calcula la pérdida de carga debido a las rejillas teniendo en cuenta que ésta debe ser menor a 15 cm.

$$H_f = \beta * \left(\frac{t}{a}\right) * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \text{sen } \alpha$$

$$H_f = 2.42 * \left(\frac{10}{30}\right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{0.60^2}{2 * 9.81}\right) \text{sen } (45)$$

$$H_f = 0.73 \text{ cm}$$

Para rejillas sucias en un 50 % la pérdida por obstrucción de los barrotes se calcula considerando que “a” disminuye y que “t” aumenta respectivamente, como se muestra:

$$a' = 0.5 * a = 0.5 * 30 = 15 \text{ mm}$$

$$t' = 15 + t = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

$$H_f = 2.42 * \left(\frac{25}{15}\right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{0.60^2}{2 * 9.81}\right) \text{sen } (45)$$

$$H_f = 6.20 \text{ cm} < 15 \text{ cm OK!}$$

La pérdida de carga en las rejillas es igual que en el diseño de la planta número 1 y número 2, debido a que las dimensiones de las pletinas son las mismas. Por lo que se concluye que el diseño resulta satisfactorio también en este caso.

b) Diseño del desarenador

Cálculo de dimensiones del desarenador:

Datos básicos de diseño:

- $Q_{\text{máx}}$: 43.80 lts/seg, $Q_{\text{mín}}$ h = 5.48 l/s.

Considerando que el ancho del canal debe variar entre 2 y 3 veces el ancho de garganta del medidor Parshall y para este diseño se considera un ancho de garganta $W=3''$ (ver tabla 6.4.2), se asumirá un ancho de canal de 20 cm aplicando una relación de $B=2.5 W$; donde B es el ancho del desarenador.

De continuidad:

$$Q = v * A$$

$$Q = v (h * b)$$

$$h_{\text{máx}} = \frac{Q}{(v * b)}$$

Donde:

v : 0.30 m/s (velocidad horizontal)

b: ancho de la sección (asumiendo b= 20 cm)

Q: Q máx horario = 43.80 l/s.

$$h = \frac{0.0438}{(0.3 * 0.20)} = 0.73 \text{ m (tirante de agua máximo)}$$

Calculando el tirante mínimo:

$$h_{min} = \frac{Q_{min}h}{(v * b)}$$

Donde:

v : 0.30 m/s (velocidad horizontal)

b: ancho de la sección (asumiendo b= 40 cm)

Q: Q mínimo horario = 5.48 l/s.

$$h = \frac{0.00548}{(0.3 * 0.40)} = 0.046 \text{ m (tirante de agua mínimo)}$$

Para la altura del canal se utilizará el promedio de los tirantes máximo y mínimo calculados respectivamente considerando que cuando se tenga el caudal máximo trabajarán simultáneamente los dos canales desarenadores.

$$h_{prom} = \frac{h_{máx} + h_{mín}}{2}$$

$$h_{prom} = \frac{0.73\text{m} + 0.046 \text{ m}}{2} = 0.60 \text{ m}$$

Considerando un borde libre de 20 cm. se obtendrá una profundidad del desarenador de 80 cm.

Longitud del desarenador

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$L = \frac{h * v h}{v s}$$

$$L = \frac{0.73 * 0.3}{0.0208} = 10.53 \text{ m}$$

Se debe asegurar por lo menos un 75% de remoción de las partículas del tamaño escogido, para ello se añade un 25% de longitud adicional al desarenador en la entrada y la salida, se tiene:

$$L = 1.5 * l$$

$$L = 1.5 (10.53) = 15.80 \text{ m}$$

Pendiente del canal desarenador:

$$S = \left(\frac{v * n}{R h^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$R h = \frac{A h}{P m} = \frac{\text{Area hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$R h = \frac{(0.2 * 0.73)}{(0.2 + 2 * 0.73)} = 0.088$$

Para $n = 0.015$ (concreto):

$$S = \left(\frac{0.3 * 0.015}{0.088^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.05 \%$$

Cálculo del período de limpieza de la canaleta de almacenamiento.

Para el almacenamiento de la arena se propone una sección de 0.2 m por 0.1 m, por lo tanto se dispone de un volumen de almacenamiento igual a:

$$V = 0.2 * 0.1 * 6.45 = 0.316 \text{ m}^3$$

Si se considera que el almacenamiento de arena es equivalente a 30 litros de arena por cada 1000 m^3 de agua residual y que el caudal de diseño es 58.02 l/seg, se tiene:

$$V_{\text{Arena}} = (Qd * 86400) * \left(\frac{30}{1000} \right)$$

$$V_{\text{Arena}} = (0.04380 * 86400) * \left(\frac{30}{1000} \right) = 113.52 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

El período de limpieza se calcula de la siguiente manera:

$$t = \frac{V_{\text{almacenamiento}}}{V_{\text{arena}}}$$

Donde: t es el período de limpieza.

$$t = \frac{0.316 \text{ m}^3}{0.1135 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 2.8 \text{ días}$$

Se concluye que la limpieza de las cunetas debe hacerse por lo menos cada dos días para obtener un funcionamiento correcto en el sistema.

c) Diseño del medidor de caudal Parshall

Dimensionamiento de Medidor Parshall

Para la selección del tamaño del medidor, se tiene un caudal máximo de $Q_{\max} = 43.80 \text{ l/s}$, $Q_{\min} = 5.48 \text{ l/s}$. Y según la tabla 6.4.2 se utilizará un medidor Parshall con un ancho de garganta de $W = 3''$.

W (garganta)		Capacidad (l/s)	
Pulg.	cm	Mínimo	Máximo
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'	61.0	11.9	936.7
3'	1.5	17.3	1426.3
4'	122.0	36.8	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	220.0	5660.0

Tabla 6.4.2

La ubicación del punto para la medición (PM) del caudal se tomara a 2/3 de A (ver tabla 6.4.3) y como se mostraba en la figura 6.4.2 resultando el valor siguiente:

$$Pm = \frac{2}{3} A$$

$$Pm = \frac{2}{3} (46.6) = 31.07 \text{ cm}$$

En este punto se realiza la medición tirante de agua residual ya sea con una regla o un medidor junto a la pared; y ya que el caudal máximo se encuentra dentro de la capacidad del medidor Parshall, se tendrá descarga libre en el mismo, obteniéndose el caudal con la siguiente fórmula propuesta por R. L. Parshall:

$$Q = KH^n$$

Donde:

K: Coeficiente que depende de la relación de estrechamiento.

H: Atura en la zona de medición en m.

n: Exponente que depende del tamaño del medidor.

Los valores de *n* y *K* se obtienen de la tabla 6.4.4. Resultando ser $n = 1.547$ y $K = 0.176$, con lo que el caudal queda definido por:

$$Q = 0.176 H^{1.547}$$

d) Diseño del sedimentador primario tipo Dortmund.

Consideraciones de diseño.

El volumen necesario para el sedimentador primario es igual a la suma de los volúmenes de agua residual para un determinado tiempo de retención (dos horas en este caso) y de lodos producidos para un determinado periodo de evacuación de lodos. Para este diseño se considerara realizar limpiezas de lodos de una vez por semana.

Volumen de almacenamiento de agua residual:

Se calcula de la siguiente manera:

$$Var = tr * Qmd$$

$$Var = 2 h * 0.01825 \frac{m^3}{s} * 3600 \frac{s}{h}$$

$$Var = 131.4 m^3$$

Volumen de lodos producidos por el sedimentador primario cada día (Vlp)

$$Vlp = Vl * Qmd$$

$$Vlp = \frac{2.950m^3}{1000 m^3} * 0.01825 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlp = 4.65 \frac{m^3}{dia}$$

Volumen de almacenamiento de lodos:

$$Val = Vlp * \text{dias de almacenamiento}$$

$$Val = 4.65 * 7 = 32.56 \text{ m}^3$$

Volumen del sedimentador:

$$Vs = Val + Var$$

$$Vs = 131.4 + 32.56 = 163.96 \text{ m}^3$$

Área superficial del sedimentador:

Se obtiene mediante la siguiente expresión y considerando una carga de 30 m³/m²*d:

$$A_s = \frac{Qmd}{C_s}$$

$$A_s = \frac{0.01825 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{30 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}} = 52.56 \text{ m}^2$$

Del área superficial se puede calcular el diámetro del sedimentador como se muestra:

$$Ds = \sqrt{\left(4 * \frac{A_s}{\pi}\right)}$$

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{52.56}{\pi}\right)} = 8.20 \text{ m}$$

Altura del cono (hc) del sedimentador primario es:

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será 45° con respecto a la horizontal para el diámetro efectivo (D_e) en el sedimentador se considerará el diámetro más el ancho que corresponde a las dos pantallas deflectoras de 15 cm de espesor cada una por lo que el diámetro a considerar es $D_e = 8.50 \text{ m}$:

La altura correspondiente del sedimentador será:

$$h_c = \frac{D_e}{2} \tan \beta = \frac{8.50}{2} \tan 60 = 4.25 \text{ m}$$

Volumen del cono del sedimentador primario es:

$$V_c = \pi * r^2 \left(\frac{h_c}{3}\right)$$

$$V_c = \pi (4.25)^2 * \left(\frac{4.25}{3}\right) = 80.39 \text{ m}^3$$

Debido a que el volumen del cono es menor al volumen necesario del sedimentador será necesario agregarle una sección cilíndrica al sedimentador.

$$V_{cil} = V_s - V_c$$

$$V_{cil} = 163.96 - 80.39 = 83.54 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro:

$$h_{cil} = \frac{V_{cil}}{A_{cil}} = \frac{V_{cil}}{\frac{\pi * D^2}{4}}$$

$$h_{cil} = \frac{83.54}{\frac{\pi * (8.50)^2}{4}} = 1.47 \text{ m} \cong 1.50 \text{ m}$$

Se agregará una sección cilíndrica de 8.50 m de diámetro y 1.50 m de alto.

Porcentaje de remoción:

El porcentaje de remoción de DBO y SST puede estimarse con la tabla **6.4.7**, y considerando la caracterización de las aguas residuales de la Ciudad de Armenia, se obtuvieron los siguientes datos **DBO5 = 300 mg/l**, y **SST= 870 mg/l**, se obtiene el porcentaje de remoción como se muestra a continuación:

$$C_{DBO5} = 300 - 300 * 0.36 = 192 \frac{mg}{l}$$

$$C_{SST} = 870 - 870 * 60 = 348 \frac{mg}{l}$$

e) Diseño del Filtro Percolador

Los datos básicos para el diseño son:

Caudal medio diario Qmd= 0.01825 lts/seg.

Demanda Bioquímica de oxígeno DBO= 192 mg/l

El DBO a la salida del filtro según exigido por la Norma CONACYT debe ser como máximo 60 mg/l, pero considerando que los filtros no trabajarán a un 100% de su eficiencia, para este diseño se ha considerado que a la salida del filtro debe tenerse una concentración de DBO de 25 mg/l.

Para el diseño se considerará como opción filtros en dos etapas, y para ello se utilizarán las ecuaciones de la NCR (National Research Council USA)

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W_1}{V_1 * F}}}$$

$$E2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}}$$

Donde:

E1: Eficiencia del primer filtro percolador.

E2: Eficiencia del segundo filtro percolador.

W1: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/ día aplicada al primer filtro.

W2: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/ día aplicada al segundo filtro.

V1: Volumen del primer filtro percolador en m³.

V2: Volumen del segundo filtro percolador en m³.

F: Factor de recirculación (adimensional).

Ya que el sistema no será mecanizado, el factor de recirculación se determina considerando que la recirculación $R=0$, como se muestra:

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2}$$

$$F = \frac{1 + 0}{\left(1 + \frac{0}{10}\right)^2} = 1$$

Calculo de la eficiencia en cada filtro:

Eficiencia conjunta de los filtros dispuestos en serie:

$$Ec = \frac{DBO_{5Inicial} - DBO_{5Final}}{DBO_{5Inicial}}$$

$$Ec = \frac{192 - 25}{192} = 0.87$$

$$Ec = 87\%$$

$$E1 + E2(1 - E1) = 0.87$$

Considerando que las eficiencias son diferentes y que los volúmenes de los dos filtros deben ser iguales, se considera que la eficiencia para el primer filtro será de 70% y la eficiencia para el segundo filtro será de 56.1% ²³

Calculo de la carga de Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO) del primer filtro:

²³ Ver cálculo en diseño de los filtros percoladores de la planta de tratamiento de aguas residuales N°1.

$$W1 = \frac{C_{DBO} * Qmd}{1000}$$

Donde:

W: Carga de DBO₅ en kg DBO₅/d.

C_{DBO}: Concentración de DBO₅ en mg/l.

Qmd: Caudal medio diario de agua residual en m³/d.

$$W1 = \frac{192 \frac{mg}{l} * \left(0.01825 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}\right)}{1000}$$

$$\mathbf{W1 = 302.75 \text{ kg DBO}_5/\text{dia}}$$

Cálculo del volumen para la primera etapa:

$$E1 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{W1}{V1 * F}}}$$

$$70.0 = \frac{100}{1 + 0.4425 * \sqrt{\frac{302.75}{V1 * 1}}}$$

$$V1 = 322.81 \text{ m}^3$$

Cálculo del área para el primer filtro:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{322.81}{2.4} = 134.5 \text{ m}^2$$

Considerando un filtro cuadrado se tiene:

$$L = \sqrt{A}$$

$$L = \sqrt{134.50} = 11.60 \text{ m por lado}$$

Cálculo de la demanda bioquímica de oxígeno del segundo filtro:

$$W_2 = (1 - E_1)W_1$$

$$W_2 = (1 - 0.70)(649.78)$$

$$\mathbf{W_2 = 120.435 \text{ kg DBO}_5/\text{dia}}$$

Cálculo del volumen para la segunda etapa:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - E_1}\right) * \sqrt{\frac{W_2}{V_2 * F}}}$$

$$56.1 = \frac{100}{1 + \left(\frac{0.4425}{1 - 0.70}\right) * \sqrt{\frac{120.435}{V_2 * 1}}}$$

$$V_2 = 322.69 \text{ m}^3$$

Cálculo del área para el segundo filtro:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{322.69}{2.4} = 134.45 \text{ m}^2$$

Considerando un filtro cuadrado se tiene:

$$L = \sqrt{A}$$

$$L = \sqrt{134.45} = 11.60 \text{ m por lado}$$

Verificando la tasa de carga hidráulica (Lw) para el primer filtro:

$$Lw1 = \frac{Qmd}{L^2} * 86400$$

$$Lw1 = \frac{0.01825}{(11.60)^2} * 86400 = 11.72 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * d}$$

Ya que los dos filtros son iguales, la tasa de carga hidráulica para el segundo filtro es igual a la del primero:

$$Lw1 = Lw2 = 11.72 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * d}$$

Basándose en los resultados obtenidos de carga hidráulica y eficiencia requerida se diseñarán filtros en dos etapas dispuestos en serie, sin recirculación para no tener que mecanizarlos, ver tabla **6.4.8**.

Basándose en los resultados obtenidos de carga hidráulica y eficiencia requerida se diseñarán filtros en dos etapas dispuestos en serie, sin recirculación para no tener que mecanizarlos (ver tabla 6.4.8).

Finalmente la concentración de DBO_5 a la salida del primer filtro será:

$$CDBO = 192 - (192 * 0.70) = 57.60 \frac{mg}{l}$$

La concentración de DBO_5 a la salida del segundo filtro será:

$$CDBO = 57.6 - (57.6 * 0.561) = 25.28 \frac{mg}{l}$$

La concentración de DBO_5 a la salida del filtro percolador cumple con la norma CONACYT NSO 13.49.01:06 para la descarga de agua residual a un cuerpo receptor que exige una concentración máxima de DBO_5 de 60 mg/l, por lo que se considera que el diseño es satisfactorio.

f) Diseño del sedimentador secundario tipo Dortmund:

De la misma manera que en el sedimentador primario, el volumen necesario en el sedimentador secundario será igual a la suma del volumen de agua residual y el volumen de lodos para un tiempo de retención y periodo de limpieza dados, respectivamente. Para este diseño se considera un tiempo de retención de 2 horas y limpieza de lodos una vez por semana. Caudal medio diario en $m^3/hora$ que para este diseño es de **18.25 l/s**.

Volumen de almacenamiento de agua residual:

Se calcula de la siguiente manera:

$$Var = tr * Qmd$$

$$Var = 2 h * 0.01825 \frac{m^3}{s} * 3600 \frac{s}{h}$$

$$Var = 131.4 m^3$$

Volumen de lodos producidos por el sedimentador secundario cada día

(Vlp):

$$Vlp = Vl * Qmd$$

$$Vlp = \frac{0.745m^3}{1000 m^3} * 0.01925 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlp = 1.17 \frac{m^3}{dia}$$

Volumen de almacenamiento de lodos:

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlp * dias de almacenamiento$$

$$Val = 1.17 * 7 = 8.22 m^3$$

Volumen del sedimentador:

$$V_s = V_{al} + V_{ar}$$

$$V_s = 8.22 + 131.4 = \mathbf{139.62 \text{ m}^3}$$

Área superficial del sedimentador:

Asumiendo una carga superficial de $30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (ver tabla 6.4.9) se tiene:

$$A_s = \frac{Qmd}{C_s}$$

$$A_s = \frac{0.01825 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{32 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}} = 49.28 \text{ m}^2$$

Del área superficial se puede calcular el diámetro del sedimentador como se muestra:

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{A_s}{\pi}\right)}$$

$$D_s = \sqrt{\left(4 * \frac{49.28}{\pi}\right)} = 7.92 \text{ m} \cong 8.00 \text{ m}$$

Altura del cono (hc) del sedimentador es:

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será 45° con respecto a la horizontal (al igual que en el sedimentador primario); para el diámetro efectivo (De) en el sedimentador se considerará el diámetro más el ancho que corresponde a las dos pantallas deflectoras de 15 cm de espesor cada una por lo que el diámetro a considerar es $De = 8.30 \text{ m}$:

La altura correspondiente del sedimentador será:

$$hc = \frac{De}{2} \tan \beta = \frac{8.30}{2} \tan 45 = 4.15 \text{ m}$$

Volumen del cono del sedimentador es:

$$V_c = \pi * r^2 \left(\frac{hc}{3} \right)$$

$$V_c = \pi (4.15)^2 * \left(\frac{4.15}{3} \right) = 74.85 \text{ m}^3$$

Debido a que el volumen del cono es menor al volumen necesario del sedimentador será necesario agregarle una sección cilíndrica al sedimentador.

$$V_{cil} = V_s - V_c$$

$$V_{cil} = 139.62 - 74.85 = 64.77 \text{ m}^3$$

Altura del cilindro:

$$h_{cil} = \frac{V_{cil}}{A_{cil}} = \frac{V_{cil}}{\frac{\pi * D^2}{4}}$$

$$h_{cil} = \frac{64.77}{\frac{\pi * (8.30)^2}{4}} = 1.20m$$

Se agregará una sección cilíndrica de 8.30 m de diámetro y 1.20 m de alto.

g) Diseño del digestor de lodos.

Retomado los datos calculados en el diseño del sedimentador primario y secundario se tiene que en el sedimentador primario se producen 4.65 m³ de lodos por día, y en el sedimentador secundario se producen 1.17 m³ de lodos por día, por lo que en total en los dos sedimentadores se producirá la cantidad de 5.82 m³ de lodos por día.

El período de digestión de lodos puede obtenerse de la **tabla 6.4.10** ya que en la ciudad de Armenia se tiene un clima entre templado y caliente, se considerará que idealmente se presenta un promedio de temperatura de 26.7 °C, por lo que el período de digestión es de 30 días.

Volumen del digestor:

$$V_d = V_{tlp} * T$$

$$Vd = 5.82 \frac{m^3}{día} * 30 \text{ días} = 174.6 m^3$$

Área superficial del digestor, asumiendo una altura de 2 m:

$$Ad = \frac{Vd}{hd}$$

$$Ad = \frac{174.6 m^3}{2 m} = 87.3 m^2$$

El diámetro del digestor se calcula de la siguiente manera:

$$Dd = \sqrt{\left(4 * \frac{Ad}{\pi}\right)}$$

$$Dd = \sqrt{\left(4 * \frac{87.3}{\pi}\right)} = 10.55 m$$

Considerando un pendiente en el fondo del sedimentador 1:6²⁴, la altura del cono será:

$$hc = \frac{Dd}{2} * \left(\frac{1}{6}\right)$$

$$hc = \frac{10.55}{2} * \left(\frac{1}{6}\right) = 0.88 m \cong 0.90 m$$

²⁴ Criterio retomado de “ Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental Y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias.

h) Patio de secado de lodos:

Para el diseño del patio de secado de lodos se necesita conocer el volumen total de lodos a colocar en el mismo, por lo tanto se retoman de la tabla 6.4.6 Cantidad típica de lodos producidos, la cantidad de lodos producidos en los procesos anteriores y se tiene:

- e) Los lodos producidos en sedimentación primaria digeridos en tanques separados se produce una cantidad de $1.45 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.
- f) La cantidad de lodos producidos en la sedimentación primaria luego del filtro percolador es $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.

Por lo tanto la cantidad total de lodos producidos diariamente será de $2.915 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de Agua Residual.

Volumen de lodos a colocar en el patio:

$$Vl_{patio} = Vl * Qmd * tr$$

$$Vl_{patio} = \frac{2.195 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} * \left(0.01825 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}} \right) * 30 \text{ días}$$

$$Vl_{patio} = 103.83 \text{ m}^3$$

Considerando capas de 40 cm para la disposición de los lodos, el área requerida para dicho fin es:

$$A = \frac{V}{h}$$

$$A = \frac{103.83 \text{ m}^3}{0.4 \text{ m}} = 259.58 \text{ m}^2$$

Considerando disponer tres patios de secado de lodos y asumiendo 6 m de ancho para cada uno se tiene una longitud de:

$$L = \frac{\frac{A_T}{3}}{6} = \frac{A_T}{18}$$

$$L = \frac{259.58}{18} = 14.42 \text{ m} \cong 14.50 \text{ m c/patio}$$

i) Tanque séptico para las aguas provenientes del patio de secado.

Para el tratamiento de las aguas drenadas en el patio de secado de lodos se usará un tanque séptico con un tiempo de retención de 16 horas²⁵. En la tabla 6.4.6 se observa que la humedad de los lodos provenientes de la digestión en tanques separados y después del filtro percolador son 94.0% y 92.5% respectivamente, con estos valores se obtiene el volumen a tratar por día en el tanque séptico.

$$V_{agua} = \left(0.01825 \text{ l/s} * 86400 \text{ s/d} \right) * \left(0.94 * \frac{1.45 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} + 0.925 * \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \right)$$

$$V_{agua} = 3.24 \text{ m}^3$$

²⁵ Tesis: Manual para el Diseño de Unidades de Tipo Biológico en Plantas de Tratamiento de aguas Residuales, Carlos Ayala y Elí Díaz, UES, 2008.

Considerando que el volumen de lodos es insignificante, el volumen del tanque puede determinarse con la siguiente expresión:

$$V = \frac{V_{agua} * tr}{1000}$$

Donde:

V: Volumen del tanque séptico.

V_{agua}: Volumen de agua a tratar en l/día.

tr: Tiempo de retención en días.

$$V = \frac{4290 \text{ l/día} * 0.67 \text{ días}}{1000} = 2.17 \text{ m}^3$$

6.5. Manual de operación y mantenimiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Generalidades

Las operaciones de mantenimiento tienen lugar debido a la constante amenaza que implica la ocurrencia de una falla o error en un sistema o equipo. Además de existir una necesidad de optimizar el rendimiento de las unidades de los procesos dentro de las instalaciones de una planta de tratamiento.

El objetivo buscado por el mantenimiento es contar con instalaciones en óptimas condiciones en todo momento, para asegurar una correcta operación del sistema, lo cual está basado en la carencia de errores y fallas.

El mantenimiento debe procurar un desempeño continuo y operando bajo las mejores condiciones técnicas, sin importar las condiciones externas (ruido, polvo, humedad, calor, etc.) del ambiente al cual este sometido el sistema. El mantenimiento además debe estar destinado a:

- Optimizar la producción del sistema
- Reducir los costos por averías
- Disminuir el gasto por nuevos equipos
- Maximizar la vida útil de los equipos.

Dentro de las plantas de tratamiento el mantenimiento requiere que sea preventivo y correctivo. Llamamos "Mantenimiento Preventivo o Mantenimiento Planificado", a aquellas actividades antes de que ocurra una falla o avería, se efectúa bajo condiciones controladas sin la existencia de algún error en el sistema. Se realiza a razón de la experiencia y pericia del personal a cargo, los cuales son los encargados de determinar el momento necesario para llevar a cabo dicho procedimiento. Y llamamos "Mantenimiento Correctivo o Mantenimiento Reactivo", a aquel que tiene lugar luego que ocurre una falla o avería, es decir, solo actuará cuando se presenta un error en el sistema.

Requerimientos para el arranque de operación y mantenimiento.

Personal requerido:

Para efectuar las labores de operación y mantenimiento de una manera eficiente, se debe contratar a dos operadores de tiempo completo, (jornada de 8 horas/días) que pueda atender cada una de las unidades de la planta de tratamiento. Deberá tener conocimiento de dos vigilantes que trabajen en horario nocturno.

Responsabilidades del operador.

Revisar periódicamente el estado de las unidades en general.

Realizar los controles necesarios para la normal operación de la planta, tales como: medición de caudales toma de muestras de agua, el encendido y apagado de motores cuando se alcancen los niveles Pre-establecidos de control, desarrollo de los programas de mantenimiento físico de todas las unidades de la planta y de las instalaciones en general tales como: limpieza general de las instalaciones, riego de jardinería, la operación de válvulas, bombas compuertas, tuberías, etc.

Registro de controles efectuados como: aforo instantáneo del efluente, información requerida en los formularios de registro de observaciones visuales y operaciones realizadas, visitas que se realizan a la planta, como inspecciones, muestreo, visitas de centros educativos y de la comunidad en general. El operador velara por que la entrada a las instalaciones permanezca cerrada incluso cuando este trabajando en el recinto.

Además debe recordar a los visitantes los riegos higiénicos sino están bien informados.

Documentación requerida en las instalaciones de la planta.

La documentación que deberá estar disponible en todo momento en la planta es la siguiente:

- Memoria técnica del proyecto
- Un juego completo de planos de construcción

- Especificaciones técnicas de la construcción
- Manual de operación y mantenimiento
- Formularios de registro de datos operacionales
- Libro de observaciones

Requerimientos de infraestructura y dispositivos de seguridad con que deben contar las plantas de tratamiento.

Hay muchos peligros para considerar alrededor de una planta de tratamiento de aguas residuales y un sistema de recolección, entre los que podemos mencionar:

- Heridas corporales, resbalones, o caídas
- Enfermedades contagiosas
- Deficiencias de oxígeno
- Gases o vapores tóxicos o explosivos
- Productos químicos tóxicos y peligrosos
- Entre otros

Las plantas de tratamiento deben poseer elementos de seguridad de manera que los trabajadores puedan realizar las actividades cotidianas sin riesgos, evitando así accidentes tanto para estos como para los visitantes. Por lo tanto

se hace necesario la utilización de equipo de protección para operadores de plantas de tratamiento.

Infraestructura:

- Sistema de agua potable: Es necesario disponer de este sistema para el lavado de unidades de tratamiento, tales como la cámara de rejillas, desarenador, vertederos, etc. También se requerirá del uso de este servicio para el personal de la planta (vivienda del operador, cocina y servicios higiénicos).
- Cerca perimetral: sirve para evitar el acceso de animales o personas no autorizadas a la planta.
- Caseta del operador: lugar donde el operador pueda guardar sus pertenencias, asearse, cocinar e ingerir sus alimentos y dormir en caso de que el operador deba permanecer dentro de las instalaciones por una o varias noches. Además debe incluirse dentro de la caseta una bodega para el resguardo y mantenimiento de las herramientas y equipo.
- Rotulo de identificación de la planta y señalización: debe de especificarse el nombre de la planta, tipo de aguas a ser tratada (en nuestro caso aguas negras), propietario, fecha de inauguración, costo de la planta etc. En cuanto a las señalizaciones estas estarán ubicadas en las diferentes áreas para que indiquen advertencias y peligro y en los distintos elementos que conforman la planta, serán dirigidas al operador y a personas que visiten la planta.

- Puerta de acceso: sirve para acceder las instalaciones.
- Servicio de alumbrado eléctrico: necesario para iluminar la planta en las horas nocturnas.
- Accesos y caminos: es importante que la vía que comunica a la planta se encuentre en buen estado,
- Disposición final de los residuos sólidos: tanto el material retenido en las rejillas y desarenador como el material recolectado de realizar la limpieza general de las instalaciones.

Herramientas de trabajo:

Las herramientas a utilizar dentro del mantenimiento de la planta serán: rastrillo metálico, vara metálica con gancho en un extremo, manguera, pala, balde, carreterilla, colador, escoba plástica, pala plástica, pico, machete, martillo tenazas y llaves, serrucho, destornilladores, etc.

Equipo de seguridad personal:

Los riesgos a los que está expuesto un empleado en las instalaciones de este tipo son principalmente lesiones físicas e infecciones. El equipo debe ser el adecuado para proporcionar a los trabajadores protección para evitar o disminuir lesiones producidas por los accidentes o impedir que el trabajador adquiera una enfermedad.

Los elementos que utiliza el trabajador para su seguridad personal son:

Ropa de trabajo (se le debe proporcionar por lo menos dos uniformes) cinturón de seguridad para evitar caídas, gorras para protección del sol, mascarillas desechables para disminuir olores fuertes, botas de hule con suela antiderrapante, guantes de protección de cuero para labores mayores como aberturas de compuertas, manejar rejas y guantes de protección de hule para evitar infecciones por contactos con las aguas negras o material de las rejas o desarenador, así como lentes de protección para evitar infección por contacto en los ojos.

Equipo de emergencia:

Los equipos de emergencia que son necesarios en las instalaciones son:

Botiquín de primeros auxilios, extinguidor de incendios, lámparas portátiles.

Nota: es fundamental que antes de empezar la labor como operador, la persona seleccionada para este trabajo debe recibir capacitación en primeros auxilios.

Operación y mantenimiento del sistema preliminar.

Rejillas

Operación:

Permiten retener sólidos orgánicos grandes que flotan o están suspendidos. Las aguas residuales contienen trapos, desperdicios, pedazos de madera, arena, etc., que deben ser removidos antes de ingresar a las unidades de tratamiento

debido a que pueden obstruir cañerías, canaletas, orificios, entre otros elementos que una vez admitidas en la planta, son De difícil remoción y pueden afectar posteriormente el proceso de tratamiento.

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. Las actividades a realizar son las siguientes:

Mantenimiento diario:

- Los residuos atrapados en las rejillas deben extraerse tantas veces al día como sea necesario para prevenir inconvenientes al libre escurrimiento del líquido. Por lo tanto se recomienda la limpieza como mínimo dos veces al día una por la mañana y la otra por la tarde.
- Los residuos retenidos en las rejillas serán removidos con rastrillos de mango largo, los que deben ser livianos para facilitar su manejo.
- Al final de cada jornada, los obreros deben lavar los utensilios empleados (pala, rastrillos, carretillas) a fin de evitar la proliferación de insectos y malos olores por la descomposición de la materia orgánica depositada en éstos.
- El material retenido en las rejillas deberá ser transportado a un sitio dentro de la planta con ayuda de una carretilla de mano.

- Se recomienda que el material retirado de las rejillas sea colocados en un depósito de basura o en un contenedor y cubrirlos con cal para evitar malos olores.
- 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 presión, para evitar los malos olores y la proliferación de insectos y roedores.

Mantenimiento anual:

- 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.

Importante:

- Recordar que en período de lluvia, la limpieza de la rejilla debe realizarse después de una tormenta, pues puede obstruirse. Los desechos recolectados en los depósitos de basura deben ser enterrados.



Figura. 6.5.1 Limpieza de rejillas

Fuente: TESIS: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD SAN JOSÉ GUAYABAL, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ GUAYABAL, DEPARTAMENTO DE CUSCATLÁN. De Elin Chinchilla y Eva Rodríguez, UES 2010.

Desarenador

Operación:

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.

Mantenimiento diario:

- Los desarenadores deben limpiarse por lo menos una vez, 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 diariamente, es decir, que mientras uno está 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 dos 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 de arena.

Mantenimiento semanal:

- Desprender el material adherido al fondo y paredes de la cámara.
- Enjuagar completamente la cámara antes de restaurar su funcionamiento.

Mantenimiento mensual:

- Engrasar los tornillos y partes que sirven para la abertura y cierre de las compuertas.



Fig. 6.5.2 Limpieza del Desarenador.

Fuente: TESIS: “DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD SAN JOSÉ GUAYABAL, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ GUAYABAL, DEPARTAMENTO DE CUSCATLÁN”. De Elin Chinchilla y Eva Rodríguez, UES 2010.

Mantenimiento anual:

- Se deberán revisar por lo menos una vez por año las placas que trabajan como compuertas evitando así que se oxiden y pintar los posibles puntos de corrosión.

Disposición de desechos:

- Las arenas pueden ser depositadas en los lechos de secado para su escurrimiento, después deben enterrarse con los otros desechos.

Medidores de caudal

Operación:

Para la medición de caudal se utilizara un medidor Parshall en las diferentes plantas. El agua pasa atreves de él, se mide con una regla la altura del agua (tirante) en el punto de medición y así se determina el valor del caudal.

Mantenimiento:

Este consiste en el aforo o medición diaria del caudal, la limpieza de las paredes y pisos del elemento.

Mantenimiento diario:

- Se recomienda realizar las mediciones del caudal una vez por la mañana y la otra por la tarde.
- De no contarse con una regla graduada para realizar las mediciones podrá utilizarse una cinta métrica en forma vertical en el punto de medición.

Mantenimiento semanal:

- Realizar limpieza en las paredes, piso y cinta de medición. Esto evitara la acumulación de sedimentos y residuos y proliferación de insectos. Esto puede realizarse con una escoba o un cepillo plástico de mango largo.

Mantenimiento anual:

- 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 estos, para elaborar la mezcla, la arena debe colarse por la malla 1/16" conocida comúnmente como "cedazo", y utilizar una parte de arena por dos partes de cemento.

Operación y mantenimiento del Tratamiento Primario.

Tanque sedimentador primario tipo Dortmund.

Operación:

El tanque de sedimentación es un dispositivo que consta de dos partes, la parte superior, donde se efectúa la sedimentación de los sólidos contenidos en las aguas residuales; y la parte inferior donde se efectúa la digestión de éstos.

Mantenimiento:

Este consiste en la limpieza constante del elemento, se deben realizar las siguientes actividades:

Mantenimiento Diario:

- Retirar las natas, espumas y sólidos flotantes que se acumulan en la superficie de la pantalla deflectora con un colador de malla de alambre galvanizado.
- Las natas y demás flotantes deben retirarse para evitar el desarrollo de insectos y olores desagradables.



Fig. 6.5.3 Remoción de natas.

Fuente: TESIS-“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD SAN JOSÉ GUAYABAL, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ GUAYABAL, DEPARTAMENTO DE CUSCATLÁN”. De Elin Chinchilla y Eva Rodríguez, UES 2010.

- Los sólidos y natas recolectados deben ser trasladados a los patios de secado para su escurrimiento.

- Limpiar con una escoba plástica el canal perimetral para evitar sedimentos y que éste se vuelva resbaloso.
- Realizar la extracción de lodos dos veces, una por la mañana y otra por la tarde con un período de espaciamento de siete horas, es decir, si se realiza la extracción a las 9:00 de la mañana la siguiente debe hacerse a las 4:00 de la tarde.
- Durante las épocas de lluvia debe retirarse el agua que se filtra a las cajas de inspección y de visita y también la que se acumula en las tapaderas de éstas.

Mantenimiento semanal:

- Limpiar con agua a presión la caja de inspección, distribidora y de conexión al digestor así evitará obstrucciones en estas.
- Revisar que el espesor de natas en la cámara de natas no sobrepase de 90 cm, y de ser así proceder a retirarlas con la ayuda de un colador y un recipiente adecuado para depositar las natas recolectadas. Se puede medir este espesor con una vara a la que se le enrolla en un extremo un lazo hecho con tira de tela blanca.
- Descargar los lodos antes de que su nivel llegue cerca de 30 cm. de distancia al nivel superior del compartimiento de lodos.

Mantenimiento anual:

- Para evitar que se corroa la pasarela del tanque debe revisarse, si se encuentran puntos de corrosión lijarlos y pintarlos.
- En caso de canales no enterrados verificar que no hallan filtraciones; si los vertederos y/o pantalla deflectora son metálicos, deben localizarse los puntos de corrosión, lijarse y pintarse. Si alguno o todos los elementos mencionados son de concreto, y presentan fisuras, grietas o desmoronamiento deben repararse aplicando una mezcla fina de mortero.
- Verificar que las tapaderas de las cajas y pozos de inspección o de visita se encuentren en buen estado, si se observan puntos de corrosión deben ser lijados y pintados.



Fig. 6.5.4 Sedimentador primario.
Fuente: www.goole.com.sv

Operación y mantenimiento del tratamiento secundario.

Filtro percolador biológico aerobio.

Operación:

Permite que las aguas residuales procedentes del tratamiento primario estén en contacto con cultivos biológicos, fijados en materiales como: basalto, granito, piedra volcánica u otro tipo de piedra.

Mantenimiento:

En general, este consiste en la limpieza de las canaletas de distribución y recolección, así como también de las ventanas de aireación.

Mantenimiento diario:

- Al comenzar las actividades diarias se debe limpiar los vertederos de distribución y retirar los sólidos que se encuentren en ellos, de esta manera se evita que se obstruyan, o el flujo no se distribuya de forma uniforme.
- Mantener las paredes mojadas. Esto evita la presencia de moscas en el filtro.
- Remover cualquier acumulación de hojas u otras basuras presentes en la superficie del medio filtrante.
- Limpiar las tuberías de entrada y salida, con agua a presión para retirar la basura que pueda encontrarse en éstas.

- Los desechos recolectados de la limpieza se deben depositar en los patios de secado para escurrirse antes de su disposición final.
- Observar el nivel del agua sobre la superficie del lecho filtrante. Si esta encima de la superficie puede indicar taponamiento.

Mantenimiento semanal:

- Revisar la tubería principal que se localiza a la salida del filtro y quitar el lodo presente para mantenerlo limpia.
- Con agua a presión 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.

Mantenimiento anual:

Revisar las estructuras de concreto y metálica, para verificar aquellos puntos de corrosión y así proceder a lijar y aplicar pintura anticorrosiva.



Figura 6.5.5 Filtro percolador pequeño

Fuente: TESIS: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD SAN JOSÉ GUAYABAL, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ GUAYABAL, DEPARTAMENTO DE CUSCATLÁN. De Elin Chinchilla y Eva Rodríguez, UES 2010.

Sedimentador secundario.

La operación y mantenimiento será la misma descrita en el sedimentador del tratamiento primario.

Operación y mantenimiento del digestor de lodos

Operación:

Dispositivo diseñado para estabilizar los lodos provenientes del sedimentador primario y secundario.

Mantenimiento:

Consiste en la limpieza de los elementos de extracción por los cuales han sido extraídos los lodos después de la disposición de que estos mismos ya se encuentran estabilizados. Limpieza de los canales de entrada del digestor, limpieza de la tubería de conducción, reparación en compuertas de caja derivadoras diseñadas.

Mantenimiento diario:

- Limpiar las tuberías o canaletas utilizadas para transportar el lodo del digestor a los patios para evitar posibles obstrucciones y verificar el nivel de lodos para evitar que sobrepase el nivel de descarga.

Mantenimiento semanal:

- Limpiar la superficie del digestor para evitar capas espesas de lodo flotante en la superficie del digestor y lavar con agua a presión las paredes de este elemento.
- Después de cada descarga debe revisarse que no quede lodo en la tubería o canaletas para evitar taponamientos.

Mantenimiento anual:

- Vaciar el digestor para una limpieza completa y revisar su estructura.

- Revisar canaletas, válvulas, tuberías y demás elementos, y repararlos si se encuentran dañados.

Otras actividades:

- La evacuación de lodos debe hacerse cada 36 días. La cantidad debe ser determinada por el diseñador de la planta, y deben marcarse estos niveles en el tanque, con los cuales el operador pueda guiarse.
- Antes de realizar la evacuación de lodos deben prepararse los patios de secado y verificar que todas las compuertas a utilizar funcionen, además debe revisarse que las canaletas de transporte estén limpias.
- Después de realizada la purga de lodos deben limpiarse las tuberías o canaletas utilizadas para transportar el lodo del digestor a los patios.
- La limpieza de las canaletas debe hacerse barriendo el excedente de lodo con una escoba plástica y limpiando después con un chorro de agua.
- Después de cada descarga debe revirse que no quede lodo en la tubería de la bomba.
- Revisar que las válvulas estén funcionando adecuadamente y que éstas no tengan fugas ni signos de corrosión.

Importante:

- La observación de la superficie del digestor, especialmente de la capa superior de todos, sirve para determinar el funcionamiento del digestor,

así como también da una idea de si el volumen de lodos purgados desde los sedimentadores es el adecuado. La capa de lodos demasiado delgada indica que se está bombeando demasiada agua.

Operación y mantenimiento de los patios de secado.

Operación:

Permite el secado de los lodos digeridos procedentes de tanques de sedimentación, digestores de lodos y otros elementos que produzcan lodos, antes de su disposición final.

Mantenimiento:

Este consiste en la remoción del lodo seco, así como la limpieza de los patios.

Actividades:

- 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 25 a 30 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 tres 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 cambiarse.

Programa de medición de parámetros de control.

Cualquier planta de tratamiento y re-uso de las aguas residuales debe cumplir con las normas vigentes en el país sobre la calidad de los procesos de depuración de los vertidos tratados. Realizar un monitoreo es muy importante para determinar la eficiencia de los procesos de tratamiento, identificar problemas para tomar acciones correctivas y el cumplimiento de los parámetros establecidos.

Muestreo

La frecuencia y el punto de la toma de la muestra, así como los parámetros a analizar, debe ser programada tomando en cuenta los fondos disponibles y el cumplimiento con la ley.

El propósito del muestreo es recoger una porción de las aguas residuales de volumen adecuado, para ser manejada convenientemente en el laboratorio. Debe de realizarse de tal forma que no se agregue, ni se pierda nada en la porción tomada y que no se produzca ningún cambio durante el tiempo que transcurra desde la recolección hasta el examen en el laboratorio, evitando además su contaminación. En caso de no cumplir estas condiciones, los resultados obtenidos serán engañosos y de peores consecuencias que la falta de ellos.

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.

Para la toma de muestras y análisis de laboratorio, lo más práctico y confiable es contratar los servicios de un laboratorio especializado que esté autorizado 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.

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 instalara una caja de acceso donde el efluente se encuentre más aireado procurando resultados favorables.

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 realizara según se establece en la tabla siguiente:

PARÁMETROS	CAUDAL m ³ /día		
	< 50	> 50	> 100
pH, sólidos sedimentables y caudal	mensual	semanal	diario
Grasas y aceites	anual	semestral	trimestral
DBO 5	trimestral	trimestral	trimestral
Sólidos suspendidos totales	anual	semestral	trimestral
Coliformes fecales	trimestral	trimestral	trimestral

Tabla 6.5.1: Frecuencia Mínima de muestreo y análisis de aguas residuales de tipo ordinario.

Fuente: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD SAN JOSÉ GUAYABAL, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ GUAYABAL, DEPARTAMENTO DE CUSCATLÁN. De: Elin Chinchilla y Eva Rodríguez.

Siempre que se toma una muestra, se debe anotar la temperatura del agua de donde se tomó la muestra. En lo que respecta a la toma de muestra de los sólidos sedimentables de las aguas residuales, el procedimiento es el siguiente:

- Llenar el cono Imhoff con la muestra a analizar hasta la marca de 1,000 ml.
- Colocar el cono en la gradilla, la cual deberá estar a nivel horizontal.
- Dejar 45 minutos para que se asienten los sólidos.
- Agitar para permitir que se vayan hasta el fondo los sólidos adheridos a las paredes del cono y esperar 15 minutos más.
- Anotar la lectura de los sólidos acumulados al fondo del cono.
- 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.
- Almacenar el cono en un lugar apropiado y protegido.



Figura 6.5.6: Toma de muestra de sólidos sedimentables.

Fuente: Guía para el Manejo de Excretas y Aguas Residuales Municipales, PROARCA/SIGMA.

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:

- Registro de aforos.
- Registro de análisis de laboratorio efectuados por el titular y los efectuados por laboratorios acreditados, según la legislación pertinente.
- Registro de daños a la infraestructura, causados por situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y funcionamiento del sistema.

- 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.
- Evaluación del estado actual del sistema.
- Acciones correctivas y de control.

Formularios de funcionamiento para la planta de tratamiento²⁶.

Para el correcto mantenimiento y operación de las plantas de tratamiento propuesta para el municipio de Armenia, departamento de Sonsonate se proporcionan los siguientes formularios para el control de los componentes:

²⁶ Tesis: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD SAN JOSÉ GUAYABAL, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ GUAYABAL, DEPARTAMENTO DE CUSCATLÁN. De: Elin Chinchilla y Eva Rodríguez, UES, 2010.

CONDICIONES GENERALES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Nombre de la planta: _____

Operador/a a cargo: _____ Día: __ Mes: __ Año: __

- **Caudal, Ph y temperatura a la entrada de la planta.**

PRIMERA MEDICIÓN			
PROFUNDIDAD	CAUDAL (de tablas)	Ph	TEMPERATURA
SEGUNDA MEDICIÓN			
PROFUNDIDAD	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 ENERGÍA 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 (mg/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 más agua que lodo del tanque deben cerrarse las válvulas.

FORMULARIO
INFORME DE OBSERVACIONES SEMANALES
PARA TANQUES SEDIMENTADORES Y PERCOLADORES

NOMBRE DE LA PLANTA _____ OPERADOR _____
 TURNO DE _____ A _____ SEMANA DEL _____ AL _____ DE _____ DE _____
 MES AÑO

PARAMETRO A OBSERVAR	DOMINGO	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SÁBADO
1. ESTADO DEL TIEMPO							
Despejado con viento							
Despejado sin viento							
Solo nublado							
Lluvia intermitente							
Lluvia fuerte							
2. OLORES							
No se detectan							
Ligeros							
Fuertes							
3. INSECTOS LARVAS EN EL AGUA							
No se observan							
Poca presencia							
Considerables							
ADULTOS							
No se observan							
Poca presencia							
Considerables							
4. ROEDORES							
No se observan							
Poca presencia							
Considerables							

5.PLANTAS							
No se observan							
Poca presencia							
Considerables							
6.ESPUMAS Y NATAS							
Ausentes							
Pocas							
Notorias							
7.OBSERVACIONES DEL EFLUENTE PRESENCIA DE LODOS							
No se observan							
Poca presencia							
Considerables							
PRESENCIA DE NATAS							
No se observan							
Poca presencia							
Considerables							
COLOR DEL AGUA DEL EFLUENTE							
8.PERCOLADORES DISTRIBUCION UNIFORME PUNTOS MUERTOS							
No se observan/Se observan							
Especifique el lugar							
ENCHARCAMIENTOS							
No se observan/Se observan							
Especifique el lugar							

**FORMULARIO
REGISTRO DEL TIEMPO DE DESCARGA DE LODOS**

PRIMARIO **SECUNDARIO**

NOMBRE DE LA PLANTA _____ OPERADOR A CARGO _____

TURNO DE _____ A _____ SEMANA DEL _____ AL _____ DE _____ DE _____
MES AÑO

HORA/TIEMPO DE DESCARGA	DOMINGO	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SÁBADO
PRIMERA DESCARGA: _____							
SEGUNDA DESCARGA: _____							

**FORMULARIO
REGISTRO DEL TIEMPO DE DESCARGA DE LODOS(PURGA DE LODOS)**

DIGESTORES

NOMBRE DE LA PLANTA _____ OPERADOR A CARGO _____

TURNO DE _____ A _____ SEMANA DEL _____ AL _____ DE _____ DE _____
MES AÑO

HORA/TIEMPO DE DESCARGA	DOMINGO	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SÁBADO
PRIMERA DESCARGA: _____							
SEGUNDA DESCARGA: _____							

FORMULARIO PARA ENVIO DE MUESTRA AL LABORATORIO.

Información para acompañar el frasco o recipiente con la muestra recolectada de aguas residuales.

Institución (municipalidad): _____

Dirección: _____

Teléfono: _____, Fax: _____

Nombre de la persona que remite la muestra: _____

Cargo: _____

Nombre/ Identificación de la planta: _____

Punto de colección de la muestra: _____

Temperatura: _____

Tipo de agua residual colectada:

Cruda o sin tratar:

Tratada:

Puntual:

Compuesta:

Otro tipo:

Fecha de toma de la muestra: _____

Fecha de remisión de la muestra: _____

Información adicional: _____

6.6. Presupuesto

Consideraciones generales:

Al contar con el diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario y con las especificaciones técnicas, se puede proceder hacer una estimación de costos para su construcción. Para esto, es necesario calcular la cantidad de obra, sus costos unitarios y dividir por partidas la ejecución de la obra.

Se optó por auxiliarse de hojas de cálculo para facilitar los procesos matemáticos necesarios para el cálculo del presupuesto.

Para realizar el cálculo del presupuesto del proyecto se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- En el presupuesto se incluye los costos directos y los costos indirectos.
- Se agrega el impuesto al valor agregado (IVA) del valor de las obras, que es de 13% (considerando que el precio de los materiales no incluyen IVA).
- Los costos indirectos serán un porcentaje de los costos directos en cada partida del proyecto, que en este caso se considera del 35%.
- Este presupuesto se presenta de forma general, de tal manera que se aproxima lo más posible al costo real de la ejecución del proyecto. Para un presupuesto más específico se debe contar con un estudio de suelos, un levantamiento topográfico detallado y una verificación de los precios

de mano de obra, materiales y herramientas a la fecha de ejecución del proyecto ya que pueden variar con el tiempo.

- Los precios de los materiales se cotizaron en San Salvador, por lo que se debe verificar los precios en la zona de proyecto ya que pueden aumentar si se incluye el precio del transporte hasta Armenia.
- Para la partida de excavaciones se ha considerado utilizar retroexcavadora, para las excavaciones de mayor volumen y excavación a mano para las de menor magnitud, o una combinación de ambas en los casos que se considere necesario.
- Se considera en el presupuesto que toda la compactación será hecha con material selecto y no con material del lugar por lo que el precio de la partida puede variar si en el estudio de suelos respectivo se considera adecuado el material del lugar para recompactar.
- Para el desalojo se ha considerado que todo el material proveniente de la excavación será desechado.

A continuación se presenta las tablas resumen de los costos unitarios de las tres plantas de tratamiento, dando un costo total de las tres plantas de tratamiento de **\$1, 487,137.51 dólares.**

6.6.1. Presupuesto para las plantas de tratamiento

(24 PAG)

CAPITULO VII:
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES:

- Debido a la topografía del municipio se han diseñado 21 sistemas de alcantarillado pluvial independientes entre sí; cada uno de los sistemas se ha diseñado con su respectiva descarga y obras de protección para la adecuada incorporación del caudal de las aguas lluvias a los cauces naturales evitando posibles erosión en las zonas aledañas.
- Con el rediseño y posterior construcción del alcantarillado pluvial se contribuye a encauzar las aguas que corren por las calles y avenidas en época de lluvia, evitando así pequeñas inundaciones que se presentan actualmente en zonas sin alcantarillado pluvial.
- El presupuesto total presentado para para la ejecución de las 21 redes de alcantarillado pluvial según el diseño propuesto para la ciudad de Armenia asciende a \$6,640,541.53 dicho presupuesto puede variar al momento de la ejecución de la obra por lo que los costos unitarios deben ser recalculados.
- Se ha diseñado tres sistemas independientes de alcantarillado sanitario, debido a la topografía del municipio, cada uno de los sistemas cuenta con su respectiva planta de tratamiento para las aguas colectadas antes de su descarga, dos de las cuales están ubicadas en propiedades municipales y una en propiedad privada, por lo que la municipalidad

deberá gestionar la compra del terreno o terrenos necesarios para la ejecución de la obra.

- Con los sistemas de alcantarillado sanitario diseñados se evitará que los habitantes del municipio de Armenia, continúen descargando las aguas grises hacia la calle, evitando así olores desagradables y proliferación de enfermedades, de la misma manera se evita que las aguas colectadas sean descargadas de manera cruda hacia el río Agua Caliente reduciendo la contaminación en el mismo.
- El monto total presupuestado para el alcantarillado sanitario según el diseño propuesto para el municipio de Armenia asciende a \$5,913.012.76, este presupuesto puede variar al momento de ejecución de la obra por lo que los costos unitarios deben ser recalculados.
- Se presenta el diseño de plantas de tratamiento de tipo convencional que funcionan por gravedad y que cuenta con los cinco procesos mencionados en los fundamentos teóricos como son tratamiento preliminar dispuesto por un sistema de rejillas para atrapar elementos gruesos a la entrada de la planta tales como ramas de árboles, trapos, etc.; un desarenador y un canal tipo Parshall; un sedimentador tipo Dortmund para el tratamiento primario, un filtro percolador de dos etapas para alcanzar la eficiencia de remoción requerida en la Norma CONACYT que exige a lo sumo 60 mg/l de DBO5 para ser descargado en el cuerpo receptor, un sedimentador tipo Dortmund para el tratamiento

secundario con lo que el agua puede ser descargada al río con la calidad adecuada, un digestor de lodos y patio de secado como tratamiento para los lodos, y por último cuenta con un tanque séptico para las aguas provenientes del patio de secado de lodos antes de ser descargadas.

- De acuerdo al diseño que se ha propuesto para cada planta de tratamiento, se obtiene una menor concentración de DBO5 al final del tratamiento secundario por lo que se cumple con la Norma CONACYT para la DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES A UN CUERPO RECEPTOR, que exige un concentración de DBO5 a la salida de la planta de 60 mg/l; a la salida de las plantas de tratamiento se tiene una concentración de 25.28 mg/l, considerando que el sistema trabaja adecuadamente y cumple con la eficiencia diseñada. El cumplimiento de estos límites depende de una adecuada operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento.
- De acuerdo al diseño presentado, el agua procedente de las plantas de tratamiento puede utilizarse en riego de cultivos agrícolas, que requieran un tratamiento industrial antes de su consumo como la caña de azúcar o el maíz, etc., siempre y cuando reciba la desinfección necesaria y se estudien otros elementos como por ejemplo la presencia de metales pesados antes de su uso.

- El monto del proyecto de las plantas de tratamiento asciende a la cantidad de \$1,487,137.51 dólares, desglosándose en tres plantas de tratamiento; el costo de la planta N°1 es \$758,718.22, el costo de la planta N°2 es \$ 440,332.14, y el de la tercera planta es \$ 288,087.15 dólares, estos precios son actuales por lo que al momento de realizar el proyecto debe hacerse un recalcu de precios.

7.2. RECOMENDACIONES:

- Se recomienda que antes de la realización del proyecto se realice el respectivo estudio de impacto ambiental, se gestionen los permisos necesarios y se cumplan las recomendaciones medioambientales para disminuir los posibles impactos negativos sobre el ambiente.
- Antes de la construcción de las plantas de tratamiento de aguas residuales se realice un estudio de suelos para verificar los niveles reales de los desplantes para las fundaciones, ya que pueden variar dependiendo del tipo de suelo que sea encontrado en el lugar.
- Para asegurar un correcto funcionamiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales y sus respectivos componentes se recomienda seguir el manual de operaciones y mantenimiento presentado en este trabajo de graduación, así como en las especificaciones técnicas del mismo.
- La municipalidad de Armenia debe realizar una presentación abierta del proyecto a la población del municipio para que estén enterados del proceso a seguir, para que se planteen los beneficios medioambientales, sociales, etc. que se generarán, y que de la misma manera la población exponga dudas y sugerencias en cuanto al desarrollo del proyecto.

- A la municipalidad de Armenia que tome como referencia este trabajo de graduación y que extraiga de éste un resumen ejecutivo y prepare del mismo una carpeta técnica con los datos del proyecto para presentarla a entidades como el FISDL, u otro tipo de organizaciones ya sea gubernamentales o no gubernamentales, para que puedan hacer efectiva la ejecución del proyecto de manera total o parcial dependiendo de la disponibilidad de recursos.

ANEXOS

ANEXO 1: Especificaciones técnicas.

Generalidades.

El Contratista y Sub-Contratistas cumplirán con todas las leyes y reglamentos vigentes en materia de legislación obrero-patronal; y cumplirá con todos sus lineamientos.

De conformidad a las normas y disposiciones vigentes, el Sub-Contratista de instalaciones deberá proveer a sus trabajadores y a las personas que laboren en la obra o transiten por ella, todas las medidas de seguridad necesarias para impedir cualquier accidente.

Siempre que el área de trabajo presente peligro se usarán avisos, barreras de seguridad, vallas, etc., para evitar cualquier accidente.

Las máquinas, aparatos e instalaciones provisionales que funcionen durante la obra, deberán satisfacer las medidas de seguridad a que están sometidas, por las disposiciones oficiales vigentes.

Las extensiones eléctricas para alumbrado o fuerza para herramientas se harán siempre con cables protegidos para intemperie y uso pesado.

Seguridad del personal

Ya sea en los almacenes, en los talleres o en las oficinas administrativas, se instalarán botiquines médicos de emergencia para primeros auxilios.

El Sub-Contratista se comprometerá a que su personal obrero guarde una compostura correcta en el área de su trabajo, evitará que deambule en zonas que no sean las de su labor.

Con carácter obligatorio, todos los trabajadores del constructor y el personal de Supervisión de la obra deberán usar un casco de seguridad (de un mismo color) en las áreas de trabajo. Igualmente y de acuerdo con el tipo de trabajo ejecutado, se debe establecer el uso de lentes de seguridad, guantes caretas, pecheras, cinturones de seguridad y demás implementos que protejan la integridad física del trabajador, de acuerdo al requerimiento de la actividad a realizar.

El mantenimiento de las buenas condiciones de limpieza en todas las áreas de trabajo, eliminando diariamente todos los desperdicios y sobrantes de material, también es responsabilidad del Contratista.

El Contratista mantendrá en la obra (en horas laborales) un representante autorizado, capacitado para recibir las instrucciones de la Supervisión y esta persona deberá, si es posible, ser la misma en todo el desarrollo del trabajo. Este representante contará con los auxiliares necesarios para hacer una vigilancia estricta y efectiva del trabajo.

Por lo tanto, el Contratista será invariablemente el responsable de todos los actos del personal a su cargo, incluyendo daños a terceros. Además lo instruirá

sobre las siguientes restricciones y dispondrá los medios para vigilar su cumplimiento.

- No se permitirá consumo de bebidas alcohólicas o tóxicas dentro de las obras.
- No se permitirá arrojar basura o desechos en las calles adyacentes a la obra.

Instalaciones provisionales:

Alcance:

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, comedor para trabajadores, etc.

El contratista será quien proporcione el material, mano de obra, herramientas y equipo que sean necesarios para la correcta ejecución de todos los trabajos (incluidos en esta sección, o en cualquier otra parte de los documentos contractuales), y su costo se considera incluido dentro de las actividades consideradas dentro del contrato; por tanto, el pago será el estipulado en dicha partida bajo este concepto.

Trabajo incluido:

El contratista será responsable de presentar un plano de ubicación de las instalaciones provisionales para la subsiguiente evaluación por parte de la supervisión. 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.

Locales de bodega y oficina**a) Oficina:**

Los locales para oficinas deberán contar con dimensiones mínimas de 3.00 x 4.00 metros, ventanas no menores de 2.50 metros cuadrados del área total y luz artificial, como mínimo.

Deberá tener buena iluminación, capacidad eléctrica apropiada para su funcionamiento en todo momento y tomas polarizados dobles de 110W y de 220W para aire acondicionado, un área para agua potable y café; debe tener un fregadero y un servicio sanitario completo (inodoro y lavamanos) que podrá ser para ambos sexos.

El Contratista tendrá la obligación de instalar una fuente de agua potable y limpiar diariamente dichos locales.

b) Bodega:

Las dimensiones de la bodega serán tales que se disponga del espacio necesario para almacenar los materiales y equipos necesarios en la construcción de la obra. Su ubicación debe estar lo más cerca posible de los lugares de ejecución de la obra a fin de facilitar el acarreo de materiales de la bodega a los lugares de trabajo. La oficina no tendrá menos de doce metros cuadrados. Deberán construirse antes de empezar la construcción del edificio y se ubicará en un lugar donde no interfiera las labores de construcción de las obras, tal ubicación será aprobada por la Supervisión.

La bodega se deberá construir con techo de lámina galvanizada o fibrocemento, paredes y estructuras de madera o lámina, piso de mortero de cemento y arena (en general, el diseño, los materiales de construcción, los implementos y el equipamiento de la bodega tendrán la capacidad, la resistencia y durabilidad acordes a la condición temporal de las mismas. En todo caso deberán tener la aprobación previa de la supervisión).

Los materiales se almacenarán en entramados de madera o metálicos y en tarimas. Las dimensiones de la bodega quedan a criterio del Contratista; pero su longitud deberá permitir almacenar materiales como las varillas de acero y tuberías PVC totalmente bajo techo.

Servicios de energía eléctrica, agua potable e instalaciones sanitarias provisionales.

a) Energía eléctrica.

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 acometida deberá instalarse de manera que no estorbe el transporte de materiales, de preferencia será subterránea, con alambre de suficiente calibre instalado dentro de "poliducto" que llegue a un contador y caja de corte, estas deberán de ser protegidas por interruptores térmicos, la cual contará con los circuitos necesarios para alimentar la iluminación que sea necesaria utilizar. Cada uno de los circuitos será independiente y estará protegido por térmicos de amperaje adecuado a cada carga. Las instalaciones provisionales deben estar funcionando antes de dar comienzo a las obras.

b) Agua.

El Contratista deberá suministrar, a su costo, toda el agua requerida para la operación de equipos y plantas, aparatos, control de polvo, asentamiento de material de relleno, o para cualquier otro uso que pueda requerirse para la terminación apropiada de las Obras. No se harán pagos por agua usada o requerida, y todos los costos relacionados con este rubro deberán incluirse en los Precios de Oferta. El Contratista deberá suministrar una cantidad suficiente

de agua potable embotellada de una fuente aceptable, para el consumo de todos sus empleados y del personal del Supervisor. No se efectuará pago adicional alguno por concepto del agua usada o requerida, por lo que todos los costos incurridos por este concepto se considerarán dentro de los costos indirectos.

c) Instalaciones sanitarias provisionales.

El Contratista, dentro del costo de las actividades propuestas, deberá suministrar instalaciones sanitarias temporales en el sitio, como se estipula en estas Especificaciones, para atender las necesidades de todos los trabajadores de la construcción y otros que puedan encontrarse realizando trabajos o suministrando servicios en el Proyecto. Las instalaciones sanitarias deberán ser de capacidad razonable, propiamente mantenida a lo largo del período de construcción y oculta de la vista pública en la mayor extensión posible.

Los servicios sanitarios provisionales podrán ser construidos en el lugar o de arrendamiento (tipo portátil). En los sanitarios para obreros deberán instalarse algunas duchas y vestidores con facilidades para guardar en forma segura, ropa de calle y bienes; con un número adecuado a la cantidad de trabajadores (aproximadamente 1 por cada 30 trabajadores).

Cercas protectoras

Deberán suministrarse los materiales, la mano de obra, herramientas, equipo y todo lo que sea necesario para cerrar en puntos estratégicos a lo largo de toda la tubería proyectada, el acceso al público o a cualquier otra persona que no sean sus trabajadores a los sitios de trabajo, para la cual someterá la aprobación de la supervisión un plano con sitios que se cerrarán.

Local para comedor de obreros

El Contratista deberá construir por su cuenta y para uso de los trabajadores un local destinado para Comedor del personal obrero y auxiliar. En el caso que el Contratista decida trabajar adicionalmente en horas nocturnas, deberá proveer facilidades de dormitorio, para los trabajadores que prefieran quedarse en la obra.

Limpieza, chapeo y detronconado.

Alcance:

En esta partida está incluida toda la mano de obra, transporte, materiales, equipo, herramientas y servicios necesarios para efectuar en los sitios de conformidad a las áreas y a lo indicado en los planos, la limpieza, chapeo, destronconado, tala de árboles y desalojo fuera del predio.

Trabajo incluido:

Consiste en el desalojo de todos los bloques rocosos y/o piedras superficiales sueltas, destronconado de arboles etc. que afecten la ejecución del proyecto, tanto en su obra fundamental como en las obras exteriores; en la limpieza de basura, la remoción del suelo de toda clase de material existente en el predio en el área a construir. Se incluye en este rubro si es necesario compactación, de las oquedades resultantes de los trabajos antes descritos; en el retiro de toda la vegetación en el área comprendida dentro de los límites de la terracería a efectuar. Los escombros provenientes de los trabajos mencionados, deberán ser depositados fuera del terreno en sitios previamente aprobados y en tal forma que no originen focos de insalubridad. Cuando el terreno donde se depositara el material sea de propiedad privada, el Contratista deberá obtener el permiso escrito del Propietario, copia del mismo le será entregado al Supervisor, para que este autorice la operación de desalojo.

Forma de pago:

Se pagará por metro cuadrado del área definida en el plan de propuesta e incluirá la limpieza de rocas, materiales de infraestructura, limpieza de basura, ripio, chapeo, destronconado, limpieza y relleno de fosos, desalojo de los escombros del trabajo hacia el sitio autorizado por el Supervisor o fuera de los límites del terreno, incluyendo el transporte que todo esto origine.

Trazo y nivelación.

Alcance:

El trazo o replanteo comprende la colocación sobre el terreno de las referencias básicas en las cuales se apoyarán las líneas, niveles, formas, dimensiones, y todos los detalles de las obras que se van a construir (ejes de la tubería, estructuras principales, obras complementarias, longitudes, anchos y niveles para ejecutar las excavaciones) para garantizar que se terminarán tal y como están indicadas en los planos. Esto debe realizarse antes de iniciar el desmonte, limpieza, descapote, o ruptura de pavimentos.

Trabajo incluido:

Se deberá suministrar todo el personal calificado, el equipo, herramientas y los materiales necesarios para levantar la topografía, estacar, calcular y registrar la información requerida para controlar la ejecución de las obras, en su forma, dimensiones, elevaciones y tamaño.

El personal, el equipo y los materiales deberán consistir en una cuadrilla de topografía técnicamente calificada, capaz de realizar la actividad en el plazo y con la precisión requerida. La cuadrilla estará en el proyecto siempre que sea necesario actualizar el avance en la ejecución de las obras. El equipo estará constituido por aparatos e instrumentos de apoyo capaces de conseguir la aproximación requerida para estas mediciones.

Los niveles y cotas de referencia indicados en los planos se fijan de acuerdo a estos y después se verificarán las cotas del terreno, etc.

El constructor no podrá continuar con los trabajos correspondientes sin que previamente se aprueben los trazos. Esta aprobación debe anotarse en el cuaderno de obra o bitácora. Cualquier modificación en los perfiles por deberá recibir previamente la aprobación de la supervisión. El Contratista estará obligado a rehacer el trazo cuantas veces sea necesario, sin costo adicional, ya sea por correcciones efectuadas en el mismo o por condiciones propias de los procesos constructivos.

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 demás 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.

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 cada uno de los componentes de la red de agua potable, aguas negras y aguas lluvias.

El Contratista puede trazar la construcción desde el momento en que reciba el sitio donde ha de construir, pero se abstendrá de comenzar las excavaciones hasta que el Supervisor lo autorice previa revisión y aprobación de los trazos y niveles.

Toda la madera utilizada en esta actividad será de Pino, los elementos verticales de las niveletas, serán de piezas de Costanera o Cuartón, de un largo suficiente para evitar que la niveleta se desplome o desnivele; las piezas horizontales serán de regla pacha, canteada por su lado superior.

El costo de ejecución de los trabajos de topografía dependerá del área y del relieve de la región.

Forma de pago:

La medición y forma de pago se realizará según las unidades que aparezcan en el formulario de oferta para cada actividad. Estas actividades se pagarán por unidad, metro cuadrado o suma global, según lo ofertado.

Terracería:**Trabajo incluido:**

En esta partida está incluida toda la mano de obra, transporte, materiales, equipo, herramientas y servicios necesarios para efectuar en los sitios de conformidad a las áreas y a los niveles indicados en los planos el descapote, corte, relleno compactado, desalojo dentro o fuera del predio, el material sobrante o inadecuado para el relleno, suministro y acarreo del material adecuado para relleno.

Los trabajos de esta partida incluyen las obras de mantenimiento y protección de la zona así como un apropiado drenaje superficial según las necesidades del sitio de la construcción, desalojo de aguas estancadas que se hagan necesarios para efectuar la obra, a entera satisfacción del propietario.

Esta partida comprende toda la obra a realizarse dentro de los límites de terracería y a los niveles indicados en los planos de ubicación y topográfico.

Descapote

Consiste en cortar toda la capa vegetal en los espesores mostrados en los planos de 0.25 metros o según lo determine el Supervisor en el área que será ocupada por las edificaciones, las vías de acceso, y las zonas de circulación de acuerdo a lo que se establezca en los planos, o según lo determine el Supervisor.

El material resultante se desalojará fuera de los límites del terreno y su costo se pagará de acuerdo a como lo estipula el presupuesto.

Los materiales excavados no utilizables en los rellenos compactados serán desalojados fuera de los límites del terreno y estos trabajos se pagaran de acuerdo a como lo estipula el presupuesto.

Excavación

Alcance:

Todo corte o excavación deberá ser hecho dentro de los límites mostrados en los planos, de manera que se ajuste a los lineamientos, secciones y niveles indicados en los planos o según el replanteo practicado por el contratista y aprobado por la supervisión. Comprenderá el corte o excavación en materiales de cualquier naturaleza (excavación no clasificada) a excepción de la ROCA.

Los materiales sobrantes y los inadecuados, serán transportados por cuenta del contratista, a sitios fuera de los límites de la obra, el contratista deberá tener

permisos por escrito de las instituciones gubernamentales acreditadas, entregando copia de estos al supervisor.

Para un mejor control de la obra ejecutada se llevará un detalle de las mediciones de cada rubro, el cual deberá ser firmado por el Supervisor y el Contratista o la persona autorizada por el mismo. Los resultados deberán asentarse en bitácora.

Trabajo incluido:

a) Excavación para elementos de la planta de tratamiento:

La excavación llegará a las profundidades indicadas en los planos y se extenderá lo apropiado a cada lado de las paredes para permitir la colocación de encofrados, arriostramientos y la inspección de la obra terminada, el nivel será el indicado en los planos, especificaciones o en bitácora. La excavación y/o relleno que exceda a los niveles indicados, no se ejecutarán a menos que sean autorizados previamente por escrito por el Supervisor.

Las paredes de excavación se harán a plomo y tomando las precauciones necesarias para evitar derrumbes ocasionados por cortes y rellenos.

Si existieran suelos sueltos o inapropiados o mantos de rocas, el contratista deberá removerlos antes de realizar un colado, si así lo indica el supervisor. A la vez habrá que compactar un espesor de 20 cm con suelo cemento 1:20.

Estos volúmenes de sobreexcavación y compactado serán pagados al precio unitario aceptado en el plan de propuesta.

Todo el material adecuado proveniente de las excavaciones se usará en el relleno de las mismas. La roca, el talpetate, material orgánico, las arcillas de gran plasticidad, etc., son materiales inadecuados para el relleno y no se aceptarán para este propósito. El Contratista en estos casos, proporcionará el material adecuado para rellenar conforme lo indiquen los planos y/o el laboratorio a través de la Supervisión, y su costo será pagado de acuerdo al precio unitario establecido en el presupuesto, para rellenos con material de préstamo externo.

b) Excavación para el alcantarillado:

La excavación de las zanjas para tubería se llevará a cabo con equipo mecánico apropiado cuando sea posible. Si se emplea equipo mecánico, la excavación deberá estar próxima a la pendiente de la base de la tubería, dejando la nivelación del fondo de la zanja por cuenta de la excavación manual.

Los taludes de las excavaciones deben ser verticales o inclinados hacia el exterior si es necesario para su estabilidad. 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 deberá ser colocado a una distancia que no comprometa la estabilidad de la zanja y que no propicie su regreso a la misma, sugiriendo

una distancia del borde de la zanja equivalente a la profundidad del tramo no entibado y no menor de 40 cm.

Cuando se hagan zanjas en terrenos inestables como basura, lodo, pantanos, materia orgánica, etc., estos deberán removerse hasta la profundidad que ordene la Supervisión, la cual no será mayor de 50 cm., y/o cuando se tengan profundidades mayores de 1.50 metros o con piedras que sobresalgan de las paredes del zanja, se colocaran ademes de madera, metal o cualquier material adecuado que soporten los empujes causados por derrumbes de las paredes de la zanja. Las características, y formas serán definidas por el Supervisor, y el Contratista, siendo este el único responsable de los daños y perjuicios que directamente o indirectamente se deriven por fallas de los ademados.

Forma de pago:

La medición y forma de pago será por metro cúbico de excavación, tanto manual como de forma mecánica; para efectos de pago, el volumen de la excavación será delimitado por el plano de fundación de la estructura o de la restitución, por los planos verticales de los límites exteriores de la excavación ordenada y por el terreno natural al nivel obtenido luego de efectuados todos los trabajos de terracería.

Compactación con material selecto

Trabajo incluido:

El procedimiento usado será el tendido de capas de suelo de calidad y homogeneidad aprobadas, con un espesor tal que se compruebe que es posible alcanzar la compactación especificada con el equipo usado (no mayores de 20 cm. de espesor compactado con vibro compactadora mecánica y no mayor de 10 cm. en compactación con apisonador manual).

El contenido de humedad del suelo deberá estar a $\pm 2\%$ del óptimo y el grado de compactación el 90% del obtenido de acuerdo a la norma AASHTO sección T-180 (ASTM- D1557).

La capacidad soportante del suelo se supone 1.5 kg/cm², el Supervisor podrá autorizar mayor capacidad en función del estudio de suelos correspondiente, densidades de campo que se necesiten para garantizar el porcentaje de compactación que requiere la obra en construcción, así como la variación de las cimentaciones basadas en esos resultados.

La selección y control de calidad del material de relleno será avalada por un laboratorio de suelos y materiales, que deberá ser contratado previo al inicio del proyecto por parte del contratista, para actividades de diseños de mezcla, control de colados, elaboración de ensayos de densidad, chequeos de fondo de excavación etc.

Forma de pago:

La forma de pago será por metro cúbico.

Compactación con suelo cemento**Alcance:**

Cuando se indique este tipo de mejoramiento por parte de supervisión y/o laboratorio de suelos y materiales, el suelo cemento se elaborará con una mezcla de suelo inorgánico aprobado y libre de plasticidad (arena limosa preferiblemente), mezclando uniformemente en una proporción 20:1 (5%) de cemento con un contenido de humedad de $\pm 2\%$ del óptimo obtenido de acuerdo al ensayo de referencia AASHTO T-134.

La mezcla de los componentes se hará con el cemento en seco y el suelo adecuadamente húmedo para que se pueda obtener una mezcla homogénea.

Trabajo incluido:

La mezcla de suelo cemento debe compactarse uniformemente hasta obtener un porcentaje del 90% obtenido de acuerdo a norma AASHTO T-134 (ASTM D-558); teniendo en cuenta para este tipo de compactaciones el curado de capas.

Las compactaciones se deberán realizar por medios mecánicos con equipo tipo vibro compactadores (bailarinas) empleando capas de 0.15mts. Una vez incorporado el cemento al suelo no deberán transcurrir mas de dos horas hasta

terminada la capa, de otra forma deberá agregársele la misma cantidad de cemento que al inicio.

Cuando sea necesaria una suspensión parcial de la elaboración de una capa por más de 24 horas, deberá realizarse una junta de construcción transversal, cortando una cara aproximadamente vertical en la capa anteriormente terminada si es de forma longitudinal, si esta se presenta en elevación deberá ranurarse la parte superficial de la última capa y humedecerse para hacer el tendido de la siguiente.

Forma de pago:

La forma de pago será en metros cúbicos.

Relleno con suelo cemento semi fluido (lodocreto)

Alcance:

Este trabajo consiste en la colocación de la mezcla de suelo cemento fluido como material de relleno en las estructuras que no se pueda utilizar suelo cemento compactado por la estrechez de la excavación.

Trabajo incluido:

Esta actividad comprende la elaboración, transporte y colocación de una mezcla de suelo y cemento de consistencia fluida con una resistencia a la compresión

mínima de 5 kg/cm² para rellenos en estructuras, a los 7 días de edad, utilizada como una alternativa para rellenos compactados.

Se usará el material (suelo) de un banco de material adecuado y de acuerdo a los requisitos de diseño, cemento y agua; la proporción será 1:20 dosificado por volumen. El cemento debe ser fabricado bajo la norma ASTM C-1157 GU.

Forma de pago:

La forma de pago será en metros cúbicos.

Desalojo de material.

Trabajo incluido:

Este trabajo consiste en el desalojo fuera de los terrenos de la construcción del material extraído de las excavaciones y demoliciones y que no pueda ser usado en otras partes de la construcción. El trabajo incluye el suministro de todos los materiales, mano de obra, equipo y servicios necesarios para la ejecución completa y correcta de los trabajos.

Forma de pago:

La medición y forma de pago será en metros cúbicos.

Concreto:**Alcance:**

El trabajo de esta sección incluye la provisión de todos los materiales, mano de obra, equipo, servicios y cualquier otro trabajo necesario para la completa ejecución de todas las obras de concreto simple o reforzado, según se indica en los planos y en estas especificaciones.

Se deberá de proveer de transporte, colocación, colado, vibración, protección, curado y acabados de la superficie, desencofrados, suministros y colocación de acero de refuerzo.

Se tomara como norma, tanto para el diseño como para los métodos de construcción, el “Reglamento de las construcciones de concreto reforzado” y “Practica recomendada para la medición, mezclado y colocación del concreto” del ACI.²⁷

Sin que esto limite la generalidad de lo anteriormente expuesto, el trabajo incluye los siguientes:

- a) Cimentación de cajas de registro y pozos de visita.

²⁷PROPUESTA DE DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DEL CASCO URBANO Y COLONIA “LA ENTREVISTA” DEL MUNICIPIO SAN CAYETANO ISTEPEQUE, DEPARTAMENTO DE SAN VICENTE. De Henry Carpio y Otros, UES 2011.

- b) Soleras intermedia y de coronamiento de cajas de registro, pozos de visita y paredes en los elementos de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- c) Otros elementos estructurales.

Composición:

El concreto que se utilice en las obras tendrá una resistencia a la compresión a los veintiocho días equivalente a 210 Kg/cm^2 . El control de calidad de concreto será responsabilidad del laboratorio de suelos y materiales que preste los servicios al contratista. El diseño de la mezcla y el proceso de construcción de las estructuras de concreto se deberá regir por todas las normas pertinentes de ASTM, AASHTO y ACI, el promedio de resistencia requerido en el diseño de la mezcla ($f'c$), deberá cumplir la norma ACI-318R-95 del American Concrete Institute, sección 5.3, basado en el estudio estadístico de las resistencias obtenidas anteriormente.

Los tipos y grados de concreto serán los mismos en todo el trabajo; si por alguna circunstancia fuere necesario usar otros, se comunicará a la supervisión, y se hará un nuevo diseño de mezcla por un laboratorio aprobado por la supervisión.

Materiales

a) Cemento:

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 más 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) Agregados:

Los agregados (fino y grueso) para concreto llenaran los requisitos descritos en la norma ASTM C-33.

Arena: El agregado fino será arena de granos duros, carente de impurezas, su módulo de finura deberá estar entre 2.3 y 3.0. No deberá contener más de 1.5% de arcilla y deberá estar exenta de materia orgánica y otros elementos que perjudiquen el concreto; no menos del 85 % deberá pasar por la malla de 1/4,

no más del 30 % deberá pasar por el cedazo # 50 y no más del 5 % deberá pasar por el cedazo # 100.

Grava: Consistirá en piedra triturada, libre de impurezas, proveniente de roca sana y compacta, no se aceptará grava que presente aspecto laminar. El tamaño máximo de los agregados no será mayor que $1\frac{1}{2}$ veces la dimensión más angosta entre los lados de los encofrados, ni $\frac{3}{4}$ de la separación entre las barras o paquetes de barras de refuerzo.

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:

El agua será limpia (potable) y sin cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, materia orgánica u otras sustancias perjudiciales.

d) Aditivos:

La Supervisión autorizará caso por caso el uso de los aditivos. No habrá pago adicional, cuando los aditivos sean usados a opción del Contratista o cuando sean requeridos por estas especificaciones, los planos o la Supervisión, como medida de emergencia para remediar las negligencias, errores o atrasos en el progreso de la obra imputables al Contratista.

Antes de emplear cualquier aditivo, se efectuarán ensayos previos de cilindros, para verificar el comportamiento del concreto combinado con dicho aditivo. Durante todo el periodo de los trabajos ejecutados con aditivos se deberá llevar un control continuo de las proporciones de la mezcla y de la calidad del producto adicional usado.

Procesamiento del concreto.

e) Ensayos:

Cuando el concreto es fabricado en obra, el diseño de la mezcla de éste debe realizarse en un laboratorio designado por la Supervisión, cuya función es velar por el control de 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. 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 Materials²⁸ (ASTM) C 31, C39 y 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

²⁸ En español: Sociedad Americana para Pruebas y Materiales

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 al American Concrete Institute²⁹ (ACI-318). Los cilindros deberán tener el 10% más que la resistencia requerida. Se asume que la resistencia a los 7 días corresponde al 70% de la resistencia a los 28 días.

Sin embargo, si persiste 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.

f) Aprobación de mezclas:

La supervisión autorizará el uso de las mezclas, siempre y cuando, hayan sido satisfactorios los resultados de los ensayos de control y dosificación de mezclas. Para que estos resultados sean aprobados por la Supervisión, deberán estar bajo las normas del ACI (American Concrete Institute) en lo referente al control de resistencia de las mezclas de concreto.

Sin embargo, si el Contratista desee colocar concreto antes de obtener dichos resultados, la Supervisión podrá autorizarlo, quedando entendido que el Contratista asumirá la completa responsabilidad al efecto de las cláusulas de la sección.

²⁹ En español: Instituto Americano del Concreto.

g) Dosificación:

El concreto será dosificado por peso o volumen, de preferencia por peso. El diseño de la mezcla será efectuado por el laboratorio indicado por la supervisión, usando los materiales que el contratista haya acopiado en el lugar de la obra, con el cemento y el agua que realmente empleara en la construcción.

La granulometría y la proporción entre los diferentes componentes serán determinadas por el diseño de la mezcla, a manera de obtener la resistencia especificada.

El concreto deberá fabricarse siguiendo las proporciones de diseño y las mezclas obtenidas deberán ser plásticas y uniformes. El revenimiento de las mismas estará de acuerdo al diseño, al elemento que se fabrica, al sistema de colocación y al uso de aditivos.

En la dosificación del agua para la mezcla se tomará en cuenta el estado de humedad de los agregados al momento del uso. En ningún momento las mezclas podrán contener agua en cantidad mayor de la establecida en el diseño.

El contratista podrá usar concreto premezclado en cuyo caso deberá cumplirse con las normas "Estandar Specifications For Ready Mixed Concrete³⁰", ASTM C94. Además el contratista deberá proporcionar a la supervisión copia de las especificaciones técnicas del contrato celebrado con la empresa que efectuara el suministro, así como las curvas de resistencia a la compresión correspondientes a la mezcla contratada.

h) Preparación y colocación del concreto:

Preparación:

El concreto se preparará exclusivamente con mezcladoras mecánicas de tipo apropiado y solo en la cantidad que sea necesaria para el uso inmediato. Ninguna mezcladora se operará más allá de su capacidad indicada. El contenido total de la mezcladora deberá ser removido del tambor antes de que se coloquen allí los materiales para la carga siguiente. El tiempo de mezcla no será menor de 1.5 minutos después de que todos los materiales estén dentro del tambor y durante el período de mezcla el tambor deberá girar a la velocidad para la cual ha sido diseñado. El tiempo de mezcla no será mayor de 4 minutos.

El concreto premezclado se permitirá siempre y cuando se llenen los requisitos generales especificados, las normas ASTM y ACI y las normas adicionales que

³⁰ En español: Especificaciones Estándar para Concreto Premezclado.

la supervisión estipule. Previo a su uso deberán realizarse las reuniones preparatorias correspondientes.

No podrá usarse el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haber añadido el agua al cemento para la mezcla. El concreto premezclado que haya sido entregado en la obra en camiones mezcladores podrá colocarse en el término de 50 minutos, calculados desde el momento en que se ha añadido el agua al cemento. Los tiempos aquí indicados serán ajustados adecuadamente en caso de usarse aditivos en la mezcla.

Colocación:

El Gerente de Control de Calidad debe asegurarse que la metodología, equipo y mano de obra que se utilizará para la colocación del concreto, sea previamente revisado y aprobado por la supervisión; incluyendo equipo o métodos alternativos que puedan ser utilizados en caso que fallen los procedimientos propuestos originalmente, tales como vibradores accionados por combustible en caso de tener problemas para utilizar vibradores accionados por energía eléctrica.

Todo el concreto será colocado a la luz del día; no podrá iniciarse un colado que no pueda completarse en estas condiciones, a menos de tener autorización por escrito de la supervisión y en este caso, es indispensable que exista un sistema adecuado de iluminación.

No se colocará ningún concreto hasta que la supervisión haya aprobado la profundidad y condición de las fundaciones, los encofrados y apuntalamiento y la colocación del refuerzo, según sea el caso.

El contratista será responsable de dar aviso escrito a la supervisión con 48 horas de anticipación al día en que se requiera la inspección.

El concreto en los moldes (encofrados) se colocará en capas no mayores de 50 cms. evitándose capas inclinadas y juntas de construcción inclinadas.

Donde las operaciones de colocación impliquen verter el concreto directamente desde una altura de más de dos metros, se deberá depositarlo a través de tubos o canales de metal u otro método aprobado; se usarán canaletas o tuberías mayores de diez metros únicamente con autorización por escrito de la Supervisión. Todos estos elementos deberán conservarse limpios y carentes de recubrimientos de concreto endurecido.

El concreto deberá colocarse tan cerca de su posición final como sea posible y no deberá depositarse una gran cantidad de él en un determinado punto para luego extenderlo y manipularlo a lo largo de las formaletas. El método de colocación del concreto será tal que evite la posibilidad de segregación o separación de los agregados. Si la calidad del concreto, cuando este alcance su posición final, no es satisfactoria, se discontinuara y ajustara al método usado en la colocación, hasta que la calidad del concreto sea satisfactoria.

Todo concreto será colocado con la ayuda de vibradores mecánicos, cuyo diámetro sea adecuado al espaciamiento de la armadura y encofrado con frecuencia de vibración no menor de 3600 rpm, los cuales deberán estar en buenas condiciones de funcionamiento y en cantidad adecuada, para que las operaciones de colocado procedan sin demora. La vibración deberá ser suficientemente intensa para afectar visiblemente el concreto dentro de un radio mínimo de 60 cm, alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado para evitar la segregación de los agregados.

Antes de colocar nuevo concreto sobre una superficie de concreto ya fraguado, esta superficie será cortada cuidadosamente para remover todas las partes porosas y sueltas y las materias foráneas, limpiada con cepillo metálico y con agua y/o aire a presión; será humedecida evitando empozamientos.

Las operaciones de colocación y compactación del concreto estarán encaminadas a formar una piedra artificial compacta, densa e impermeable, de textura uniforme y con superficies lisas en las caras expuestas.

Cualquier sección del concreto que se encuentre porosa, o haya sido revocada, o sea defectuosa en algún otro aspecto, deberá removerse y reemplazarse en todo o en parte, enteramente a costa del contratista, según lo ordene la supervisión.

Encofrado

Podrán usarse encofrados de madera, los encofrados de madera, serán diseñados y contruidos con suficiente resistencia para soportar el concreto y las cargas de trabajo, sin dar lugar a desplazamientos después de su colocación y para lograr la seguridad de los trabajadores. Los encofrados deberán ser firmes y bien ajustados a fin de evitar escurrimientos y en tal forma que permanezcan alineados sin deformarse ni pandearse.

El contratista deberá corregir cualquier desperfecto ocasionado por encofrados defectuosos.

Serán inspeccionados inmediatamente antes de la colocación del concreto. Las dimensiones y cotas se controlarán cuidadosamente y se corregirán todos los errores que en ella se presenten antes de iniciar las operaciones de vaciado del concreto.

El interior de los encofrados se limpiará para eliminar cualquier residuo de virutas, mortero de vaciados anteriores y en general todo material extraño a los tableros y a la estructura.

Para facilitar el curado de los concretos y para permitir las reparaciones de las imperfecciones de las superficies, se retirarán los encofrados tan pronto como el concreto haya fraguado lo suficiente para evitar daños durante el retiro de las mismas.

Forma de pago:

La forma de pago de los encofrados será por unidad.

Curado del Concreto.

Se deberá prestar especial atención al curado del concreto, iniciando el curado tan pronto como haya fraguado suficientemente como para evitar daños, y nunca después de pasadas 4 horas de su colocación. El curado del concreto deberá durar 7 días como mínimo.

Reparación de defectos del colado.**Alcance:**

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.

Forma de pago:

La medición y forma de pago del concreto será en metros cúbicos.

Acero de refuerzo:

Alcance:

El contratista suministrará y colocará todo el acero de refuerzo como está especificado en esta sección o mostrado en los planos.

Todo el trabajo se hará de acuerdo con el código del ACI-318, a menos que se especifique o detalle en otra forma. Se incluye también los amarres, separadores y otros accesorios para soportar y espaciar el acero de refuerzo.

El diámetro de las varillas se da en números, el cual corresponde a los octavos de pulgada que tiene su diámetro nominal, por ejemplo, $5/8" = \# 5$. El acero de refuerzo deberá cumplir con la especificación para varillas corrugadas de acero de lingote ASTM - A615 y tendrá un esfuerzo de fluencia mínimo de 4,200 kg/cm² (grado 60) para todas las varillas, desde $3/8"(\# 3)$, hasta la de $1" (\# 8)$. Únicamente la varilla de $1/4"(\# 2)$ será lisa y deberá tener un esfuerzo de fluencia de 2,350 kg/cm² (grado 36).

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad deberá estar garantizada por el fabricante y justificado por el contratista, antes de su uso, por medio de pruebas realizadas en el material entregado a la obra.

Preparación, colocación, protección, almacenamiento, reparación y pruebas del acero:

a) Colocación del refuerzo:

El contratista cortará, doblará y colocará todo el acero de refuerzo, de acuerdo con lo que indiquen los planos y especificaciones o como ordene la supervisión. Todo el refuerzo deberá estar libre de óxido suelto; de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda destruir o reducir su adherencia con el concreto.

Se utilizarán, cubos de concreto, separadores, amarres, etc., para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar su desplazamiento durante el colado.

La ubicación de los traslapes en vigas y columnas no se indican en los esquemas armados, será responsabilidad del constructor presentar los planos de taller de vigas y columnas en donde debe mostrarse las ubicaciones de los traslapes para la aprobación del supervisor. Para garantizar los traslapes de varillas, fuera de las zonas confinadas, podrán utilizarse varillas de 6, 9 ó 12 m.

b) Doblado:

Todas las barras deberán ser rectas, excepto donde se indique en los planos; los dobleces se harán en frío, sin excepción. El doblado de las barras de refuerzo deberá hacerse cumpliendo con las especificaciones ACI 318. Las barras normalmente no llevarán ganchos en sus extremos, excepto donde se indique en los planos.

c) Estribos:

Los estribos se construirán estrictamente en la forma en que están indicados en los planos. No se permitirá calentar las barras antes de doblarlas para formar los estribos; para ejecutar estos dobleces deberán utilizarse dobladores especiales que no dañen el acero.

d) Limpieza y protección del refuerzo:

El acero de refuerzo deberá estar limpio de oxidación, costras de concreto de colados anteriores, aceites, tierra o cualquier elemento extraño que pudiera reducir la adherencia con el concreto. En caso contrario, el acero deberá limpiarse con un cepillo de alambre o con algún disolvente cuando se trate de materias grasosas.

Por ningún motivo, una vez aprobada la posición del refuerzo, se permitirá la colocación de cargas y el paso de operarios o carretillas sobre los amarres,

debiendo utilizarse pasarelas que no se apoyen sobre el refuerzo y así evitar que se deformen o pierdan la posición correcta en que fueron colocados y aprobados.

e) Almacenamiento:

Inmediatamente después de ser entregado el acero de refuerzo será clasificado por tamaño, forma, longitud o por su uso final. Se almacenará en estantes que no toquen el suelo y se protegerá en todo momento de la intemperie.

f) Pruebas del acero de refuerzo:

De cada lote de diferente diámetro del acero de refuerzo entregado en la obra, se tomarán tres probetas que deberán ser proporcionadas por cuenta del contratista para ser sometidas a pruebas para acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones ASTM A370.

Estructura metálica:

Alcance:

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.

Trabajo incluido:**a) Material**

Todos los perfiles metálicos indicados en estos planos deberán cumplir con los requisitos de calidad de la designación ASTM A-36 que proporciona un esfuerzo mínimo de fluencia de 36 KSI. (2530 Kg/cm²).

b) 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

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.

Albañilería:**Alcance:**

En esta partida están incluidas todas las obras de albañilería. El Contratista proveerá la mano de obra, transporte, materiales, herramientas, andamios, curado, equipo y servicios necesarios para ejecutarlas, de la manera que indiquen los planos, las especificaciones y/o el Supervisor.

Morteros:

Los materiales a usarse en los morteros llenarán los siguientes requisitos:

Se usará Cemento PORTLAND Tipo "I", según Especificaciones ASTM C-150-91. 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 más 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.

La Arena a usar debe estar conforme la sección 1.2.5.2 literal b de estas especificaciones.

El Agua, debe ser en el momento de usarse, limpia, libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros, materiales orgánicos y otras sustancias contaminantes.

El mortero deberá mezclarse sólo en las cantidades necesarias para uso inmediato. El mortero deberá usarse en un período máximo de 30 minutos a partir del instante en que se le agregue el agua; después de este período será descartado. No se permitirá el retemple del mortero; No se permitirá por ningún motivo batir la mezcla en suelo de tierra, ni preparar mayor volumen del que se va a utilizar en ese momento.

El objeto de estas restricciones es el de lograr mezclas, morteros y acabados adecuados, cuya calidad impida el apareamiento de sopladuras y/o fisuras posteriores en el acabado final de los elementos así como apariencias de los acabados inaceptables a la calidad esperada. Como dichas dosificaciones dependen en gran medida de la calidad de los componentes, fuente de suministros, etc., éstas podrán ser modificadas y obligatoriamente atendidas por el Contratista sin costo adicional al propietario, por lo que esta condición deberá de tomarla muy en cuenta al analizar los precios unitarios a presentar.

Los morteros tendrán las dosificaciones indicadas en la siguiente tabla:

Actividad donde será usado el mortero	Dosificaciones de los morteros	
	Partes de cemento	Partes de arena
Mampostería de piedra	1	3
Mampostería de bloque de concreto	1	3
Mampostería ladrillo de barro	1	3
Repellos	1	4
Afinados	1	2
Aceras	1	3
Pulidos	Pasta de cemento	

Tabla 8.1.1: Dosificación de morteros.

Repellos:

El repello de los pozos y paredes de las instalaciones de la planta de tratamiento será de mortero en proporción 1:4 y comprenderá todas las superficies interiores. Antes del repello se picará y humedecerán las juntas y las superficies en que quedará aplicado. El repello interior tendrá un espesor mínimo de un centímetro y medio (1.5 cm.) y se terminará siempre con llana o regla.

Las paredes se repellarán usando el método de fajas de mezclas verticales a nivel, con una separación máxima entre ellas de 1.50 m, procediéndose luego a

rellenar los espacios con mortero y emparejando la superficie por medio de reglas canteadas, apoyadas en las fajas previamente aplomadas.

El mortero se aplicará en forma continua para no dejar juntas y será necesario al estar terminado, curarlo durante un período de tres días continuos.

Los repellos al estar terminados, deben quedar nítidos, limpios, sin manchas, parejos, a plomo, sin grietas, o irregularidades y con las aristas vivas.

Forma de pago:

La forma de pago para repellos será en metros cuadrados.

Afinados:

Los afinados se harán con un acabado a llana de metal o madera, seguido de un alisado con esponja; para poder efectuar el afinado la pared debe estar bien repellada y mojada hasta la saturación. La pared a ser afinada deberá estar libre de grietas, fisuras, cortaduras, manchas y sopladuras en el repello. Antes de afinar las paredes deberán estar saturadas de agua, limpias de polvo, aceite, o cualquier otro elemento extraño.

El afinado de paredes interiores no podrá ejecutarse, hasta que estén resanados los repellos e instalados todos los ductos embebidos en pared, así mismo deberán estar colocadas las cajas eléctricas.

Una vez efectuados los afinados, éstos se mantendrán húmedos por medio de rociado de agua constante por un mínimo de 3 días, estos gastos se incluyen en el precio unitario contratado.

La supervisión recibirá las paredes afinadas, las cuales deberán de mostrar los filos vivos, textura suave, lisa, tersa, uniforme y estar a plomo en toda la superficie. Cuando se hayan hecho perforaciones en paredes para colocar tuberías, aparatos sanitarios, etc., después del afinado, deberá de eliminarse el acabado en el paño y repetirse nuevamente todo el proceso sin costo adicional para el propietario, para evitar cualquier mancha o señal de reparación.

Forma de pago:

La forma de pago del afinado será en metros cuadrados.

Pozos de visita:

Se construyen con ladrillo de barro, tanto el cilindro como el cono (pozos no estructurales hasta 6 metros de profundidad desde la tapadera), 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 arenamiento de relación 1:3. 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.

Los pozos llevaran una base de mampostería de piedra no menor de 40 cm. de espesor con fondo de concreto de 10 cm. de espesor, siendo el resto del pozo de mampostería de ladrillo de barro de forma trapezoidal, colocado de trinchera. Para tuberías con un diámetro máximo de 48 pulgadas.

La parte interior del pozo tendrá un repello de 2 cm. de espesor y la proporción de este repello será de 1:4 (cemento-arena), con una mezcla para su afinado de 1:2.

Los pozos estructurales (de más de 6 m., de profundidad desde la tapadera) se construirán de concreto reforzado (el cilindro) con pared de 30 cm., hasta los 9m., de profundidad y con pared de 35 cm., entre los 9 m y 11 m de profundidad; el acero de refuerzo será de varilla de acero # 5 (5/8") grado 40³¹.

Forma de pago:

La medición y forma de pago para los pozos de visita, será por unidad para los conos y por metro lineal para el cilindro.

³¹ Calculado y diseñado por equipo de trabajo de graduación, ver sección 4.1 Diseño estructural de pozos de concreto reforzado.

Cajas tragantes:

La sección de las cajas tragantes será rectangular. Se construirán sobre una fundación de mampostería de piedra y las paredes serán de ladrillo de calavera puesto de lazo. Las paredes interiores de las cajas tragantes se repellarán con mortero de proporción 1:4 (arena-cemento), y tendrá un espesor de 2 cm. En el fondo de la caja se tendrá una capa de 5 cm. de concreto simple con una resistencia de 180 kg/cm^2 a los 28 días.

Las parrillas de las cajas tragantes serán de hierro fundido y el contramarco se apoyará sobre una solera de concreto armado. Las parrillas para ser efectivas deberán tener una abertura paralela a la dirección del flujo.

Forma de pago:

La unidad de medida y forma de pago será por unidades.

Cajas de Registro:

Estas se construyen del mismo material que los pozos y tienen la misma función de ellos, sin embargo su utilización está sujeta a lo siguiente: en pasajes peatonales que tienen tuberías de aguas negras profundas y que por su ancho no puede hacerse el pozo.

Las dimensiones que corresponden a este elemento son de un metro por lado.

Se construirán sobre una fundación de mampostería de piedra y las paredes serán de ladrillo de calavera puesto de lazo. Las paredes interiores de las cajas se repellarán con mortero de proporción 1:3 (arena-cemento), y tendrá un espesor de 2 cm. En el fondo de la caja se tendrá una capa de 5 cm. de concreto simple con una resistencia de 180 kg/cm^2 a los 28 días.

Forma de pago:

La medición y forma de pago para dichos elementos, será por unidad.

Mampostería:

Alcance:

Los trabajos de mampostería se refieren a la construcción de muro, cabezales, protecciones, cimientos, soportes, canales, etc.

Mampostería de piedra:

a) Materiales:

Las piedras a utilizar tendrán una resistencia a la rotura no inferior a 150 kg/cm^2 y deberán estar libres de grietas, aceites, tierra u 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 m^3). Serán preferiblemente de forma cúbica pero en caso de no serlo, su lado mayor no podrá ser superior a 1.5 veces el tamaño menor.

En general las piedras serán de cantera y de una dureza tal que no de un desgaste mayor del 50% al ser sometido a la prueba de los ángeles ASSHTO³², designación T-96-65 (ASTM C-131-64-T).

El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento-arena de 1:3 y no se permitirá el uso de mortero que haya permanecido más de 30 minutos sin usar, después de haberse iniciado su preparación.

b) Construcción:

Las obras de mampostería de piedra se construirán de acuerdo con las dimensiones, elevaciones y pendientes indicadas en los planos.

Las piedras deberán colocarse en tal forma que no provoquen 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. 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.

³² Sociedad Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del transporte.

Forma de pago:

Su medición y forma de pago será por metro cúbico.

Mampostería de ladrillo de barro.**Trabajo incluido:****a) Materiales:**

Los ladrillos deberán ser sólidos, hechos a mano o a máquina, sanos, bien formados, de tamaño uniforme y sin grietas o escamas; tendrán las dimensiones indicadas en los planos y cumplirán con las especificaciones AASHTO M-114-41 para la clase NW con la siguiente modificación: carga mínima de ruptura a compresión 50 kg/cm² determinada de conformidad AASHTO T32-65 (ASTM C67-62).

El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento arena de 1:3.

b) Construcción

Todos los ladrillos deberán ser duros, sanos, bien formados, de tamaño uniforme y sin grietas o escamas.

Los ladrillos a usarse deberán colocarse en las paredes previamente humedecidos y como se indica en los planos. Las paredes de ladrillos se dejarán a plomo, alineadas correctamente, con filas de ladrillo a nivel y equidistantes.

Todo el trabajo en relación con su colocación se deberá realizar por obreros experimentados en la construcción. Antes de su colocación todos los ladrillos deberán humedecerse sumergiéndolos completamente en agua.

Los ladrillos tendrán la misma apariencia y calidad de la muestra que el Contratista ha presentado la Supervisión para su aceptación previa. Ladrillos rajados y alterados no se aceptarán para instalación.

Forma de pago:

Su medición y forma de pago será por metro cuadrado.

Mampostería de bloques de concreto.

Trabajo incluido:

a) Materiales:

Las paredes del tipo de bloque de concreto deberán cumplir con los requisitos de la norma ASTM C-90, para el tipo de bloque hueco, y deberá de ser del grado estructural (N), con una resistencia última a la rotura por compresión de 70 kg/cm² en promedio de 3 unidades.

b) Construcción:

Las paredes especificadas en los planos como bloque de concreto serán de 20X20X40. Los bloques se colocarán con refuerzos verticales y horizontales tal como se muestre en los planos.

Los bloques serán almacenados en la obra en un lugar seco, sin contacto con el suelo y serán protegidos de la lluvia y de la humedad en una forma apropiada.

Las paredes se dejarán a plomo, alineadas correctamente para que la junta horizontal sea uniforme. Los bloques se colocarán sin mojarse, con un mortero de proporción 1:3, las juntas no podrán ser mayores de 1.5 cm., ni menores de 0.5 cm, tanto en posición horizontal como vertical. El trabajo será ejecutado en forma limpia y nítida, debiendo removerse diariamente las rebabas, derrames, chorretes y cualquier otro exceso de mortero. No se permitirán bloques que no tengan como mínimo 28 días de edad. El acero de refuerzo será conforme a lo especificado en los Planos.

Las paredes deberán quedar completamente limpias, sin astilladuras o irregularidades de superficie o textura, se evitará golpearlas con escaleras, almádanas, etc. no se permitirá atravesarlas con andamios.

El largo y alto de las paredes, el ancho y alto de los huecos de las puertas y de las ventanas, serán los indicados en los planos; el repello de las paredes tendrá una proporción 1:4.

c) Grout (lechada de relleno)

El ACI define el grout como una mezcla de material cementante y agua, con o sin agregados, dosificados para obtener una consistencia que permita su colocación sin que se produzca la segregación de los constituyentes.

El grout se utiliza para rellenar los huecos de los bloques de concreto y éste debe cumplir con la norma ASTM C 476 y tener una consistencia fluida, con un revenimiento mínimo de 8 pulgadas, y un tamaño máximo de agregados de 3/8", y lograr una resistencia a la compresión, a los 28 días, no menor de 140 kg/cm².

Para evitar la segregación en los huecos de los bloques se deberá vibrar mediante el uso de una varilla de hierro en forma vertical.

Medición y forma de pago:

El trabajo realizado se medirá en m² y se pagará por la cantidad de paredes construidas, una vez verificado su alineamiento y verticalidad.

Suministro e instalación de tuberías:

Tubería de PVC (Cloruro de Polivinilo)

Alcance:

Esta sección se refiere al suministro, almacenamiento e instalación de las tuberías aguas negras y aguas lluvias que configuran los distintos ramales de conducción de las mismas. Incluye toda la mano de obra, suministro de materiales, herramientas y equipo necesarios para la colocación de las tuberías indicadas en los planos así como el tipo de asiento.

Trabajo incluido:**a) Materiales:**

Los materiales que se empleen en la construcción de la obra serán nuevos, de primera calidad y de conformidad con las especificaciones técnicas.

Las tuberías serán de PVC, con accesorios de PVC. Las tuberías y accesorios deberán cumplir las normas ASTM F 794, DIN 16961, 1 y 2.

Las tuberías de junta rápida se fabricarán conforme a la norma ASTM D-1784 (Tipo grado I-12454-D) y ASTM 2241, las juntas (pushow) se fabricaran conforme a la norma ASTM D-3139.

Se utiliza la tubería de PVC por su versatilidad del transporte, almacenaje, instalación y por su alta resistencia a la abrasión y a los agentes químicos y corrosivos.

Las tuberías de aguas negras y aguas lluvias tendrán un diámetro según se especifique en los planos y serán colocadas a la profundidad y con la pendiente indicada en los planos, cumplirán con las especificaciones ASTM D-1784 y ASTM D-2321 "Standard Practice for Underground Installation of Thermoplastic Pipe Sewers and Other Gravity Floor Applications³³", por lo que en lugar de junta encementada se utilizará tubería de junta rápida por ser esta opción más práctica y segura de usar.

³³ En español: Práctica Estándar para Instalación Subterránea de Tubería Termoplástica en alcantarillas y otras aplicaciones de suelo por gravedad.

Los accesorios deberán soportar fluidos a una presión mínima de 10 kg/cm².

b) Método de ejecución:

La excavación en corte abierto será hecha a mano o con equipo mecánico, a trazos, anchos y profundidades necesarias para la construcción, de acuerdo a los planos y estas especificaciones.

Las excavaciones no deben efectuarse con demasiada anticipación a la construcción, para evitar derrumbes y accidentes.

Antes de colocar la tubería, deberá haberse completado el asiento de conformidad con lo indicado en los planos y estas especificaciones. La tubería debe ensamblarse en la zanja una vez colocada en el fondo, tomando en cuenta las características de flexibilidad de las tuberías termoplásticas.

Se debe verificar que el terreno sea uniforme, libre de piedras, troncos u objetos similares. Los tubos deben quedar apoyados en toda su extensión. Se debe coordinar el plan de abastecimiento con base en la programación y rendimientos reales en obra, para así evitar almacenar tubería expuesta a la intemperie por espacio superior a 3 días. Caso contrario se debe acondicionar un sitio para proteger la tubería de la acción de los rayos ultravioleta (luz del sol), condición que aplica para cualquier marca y tipo de tubería y accesorios de PVC.

c) Suministro, almacenamiento y transporte:

Se deberá tomar en cuenta lo siguiente:

- Precaución para evitar cualquier daño a la tubería durante su transporte y su entrega hasta el lugar de la obra.
- Extremo cuidado al cargar y descargar las tuberías y sus accesorios.
- Reemplazar la tubería si durante el proceso de transporte y/o manipuleo ha sufrido daño.
- Almacenar la tubería sobre un piso nivelado, colocando cuñas o estacas para bloquearlas de modo que no rueden.
- Almacenar las empaquetaduras de las uniones de la tubería en un lugar fresco y protegidas de la luz solar, calor, aceite o grasa.
- Se deberá efectuar el transporte desde la fábrica hasta el lugar de las obras, siguiendo las normas y recomendaciones del fabricante sobre manejo, embalaje y transporte.
- El almacenamiento de la tubería PVC deberá efectuarse de conformidad con las recomendaciones del fabricante, resguardando la tubería de la acción directa y prolongada del sol.
- La tubería deberá almacenarse de manera que los tubos no sufran deformaciones, deflexiones, torceduras, aplastamientos o daños permanentes.

Almacene según el diámetro de la tubería, tal como se indica a continuación en la tabla 4.2.2.

Diámetro de la tubería (mm)	Número de filas a almacenar
160-325	4
350 - 525	3
550 - 900	2
> = 925	1

Tabla 8.1.2 Número de filas de tuberías por almacenar versus diámetro de tubería.

d) Instalación:

El óptimo comportamiento de las tuberías flexibles incluye respetar ciertos anchos de zanja mínimos.

Diámetro de la tubería (pulg) (\emptyset)	Ancho de zanja(m)
> 6 \leq 12	$\emptyset + 0.20$ m
> 12 \leq 18	$\emptyset + 0.20$ m
> 18 \leq 36	$\emptyset + 0.30$ m

Tabla 8.1.3 Ancho de zanja mínimo para instalación de tuberías

El objetivo está en lograr las mismas condiciones y grados de compactación en todo el contorno de la tubería.

Las tuberías de PVC deberán instalarse a las cotas, pendientes longitudinales y detalles indicados en los planos. Cuando no se especifique claramente, el fondo de la zanja se deberá conformar cuidadosamente según el perfil de la cara inferior de la tubería, de manera que al colocar la tubería ésta quede apoyada en todo su cuerpo y no solo sobre sus campanas o uniones, además la superficie de apoyo deberá ser uniforme y libre de piedras o protuberancias que puedan dañar la tubería.

En los casos de zanjas profundas mayores de 2 m, se recomienda las tuberías sean bajadas por lazos en sus extremos.

Las tuberías de PVC se deberán instalar usando herramientas y equipos apropiados y de acuerdo con las instrucciones del fabricante especialmente en lo que se refiere a la limpieza de los extremos, colocación de los empaques, aplicación de los lubricantes, ensamblaje de las juntas y forma de ejecutar la colocación.

En condiciones críticas tales como: profundidad y suelos de muy mala calidad, el ancho de la zanja se incrementará según las condiciones del sitio, hasta un máximo de dos veces el diámetro externo de la tubería. Anchos mayores no retribuyen beneficios adicionales en la respuesta estructural de la tubería.

La cimentación se debe elaborar colocando una capa continua de material selecto con un espesor mínimo de 10 cm, preferiblemente arena o gravilla, esto permite absorber o eliminar las irregularidades que siempre quedan en el fondo de la zanja al ejecutar su excavación.

En caso de que se encuentre un material poco consistente en el fondo de la zanja, se deberá sustituir por lo menos 20 cm, dependiendo de la magnitud del problema, con material granular hasta lograr una buena consistencia.

Relleno:

Se debe tomar los requisitos previos:

- Se tomarán las previsiones necesarias para la consolidación del relleno, que protegerá a las estructuras enterradas. Para efectuar un relleno compactado, previamente el constructor deberá contar con la autorización del supervisor.
- El relleno podrá realizarse con el material de la excavación, siempre que cumpla con las características establecidas para "Material Selecto" y/o "Material Seleccionado". Si el material de la excavación no fuera el apropiado, se reemplazará por "Material de Préstamo"³⁴ previamente aprobado por el supervisor en relación a sus características y procedencia.

³⁴ Para el presupuesto se ha considerado llamarle material selecto a aquel procedente de un banco de calidad fuera del proyecto, por lo que no aplica el término material de préstamo.

Compactación:

- Para la ejecución de las estructuras complementarias, el material para la formación del relleno será colocado en capas horizontales de 15 a 30 cm de espesor, deben abarcar todo el ancho de la sección y ser esparcidas suavemente.
- Los rellenos por capas horizontales deberán ser ejecutados en una longitud que hagan factible los métodos de acarreo, mezcla, riego o secado y compactación usados.
- El constructor ejecutará los rellenos de tal manera que tengan en todo punto la rasante, el ancho y la sección transversal establecida en los planos.

Compactación del primer y segundo relleno para instalación de tuberías:

- El primer relleno compactado que comprende a partir de la cama de apoyo de la tubería hasta 0,30 m por encima de la clave del tubo será de material selecto o como se muestra en la tabla 4.1.3. Este relleno se colocará en capas de diez a quince centímetros de espesor terminado, compactándolo íntegramente con pisones manuales de 20 a 30 kg de peso, teniendo cuidado de no dañar la tubería y hasta alcanzar un grado de compactación no menor del noventa por ciento (90%) del Proctor modificado.

Diámetro de la tubería (pulg) (Ø)	Altura de compactación con material selecto sobre la corona de la tubería.
> 6 ≤ 12	0.15 m
> 12 ≤ 18	0.20 m
> 18 ≤ 36	0.30 m

Tabla 8.1.4. Altura de compactación con material selecto sobre la corona de la tubería.

- El segundo relleno compactado, estará comprendido entre el primer relleno hasta el nivel superior del terreno y será de material seleccionado, se hará por capas no mayores de 0,15 m de espesor si se compacta con pisones manuales ver figura 4.2.1.

e) Unión:

Se deberá utilizar cemento solvente de PVC, antes de realizar la unión, debe limpiarse el espigo y la campana con limpiador de PVC, como mecanismo para acondicionar la superficie.

Introduzca un centímetro el espigo en la campana, aplique una capa uniforme de cementante para tecnología RIB LOC y proceda a empujar la tubería, conformando así una unión soldada hermética.

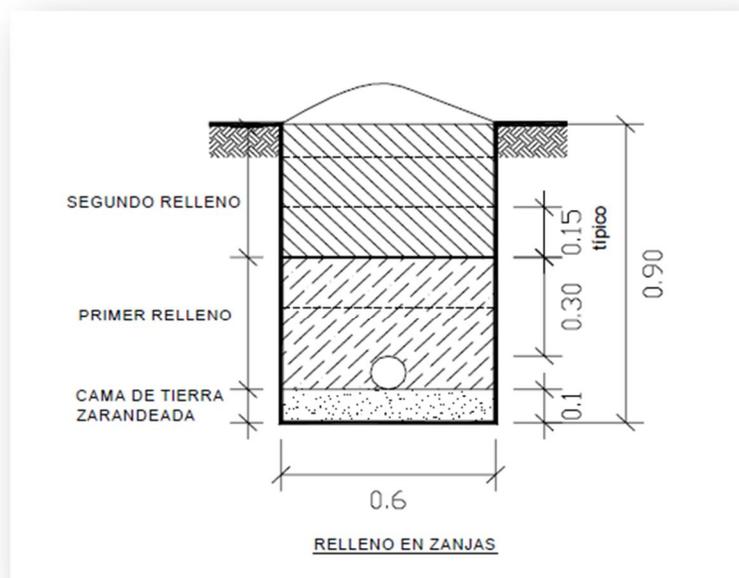


Figura 8.1.1 Relleno de zanjas sobre tuberías.

Fuente: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LÍNEAS DE CONDUCCIÓN E IMPULSIÓN DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA RURAL, OPS, 2004.

Forma de pago:

La medición y forma de pago será para el relleno de estructuras o cimientos se mide metros cúbicos (m^3) y la unidad de medida, en el caso de obras lineales (tuberías), será el metro lineal (m).

Cajas de conexión.

Alcance:

Este trabajo comprende la construcción de pozos de visita y cajas conexión para aguas negras y aguas lluvias, incluyendo toda la mano de obra, suministro de materiales, herramientas y equipo necesarios para ello.

Trabajo incluido:

a) Materiales:

El ladrillo de barro hecho a mano será del tipo calavera de 14 x 28 x 9 cm, el cual se colocará de acuerdo a los planos. El cemento, la arena y el acero cumplirán con lo especificado en la sección 1.2.5.2.

b) Método de ejecución:

Todas las cajas se construirán de ladrillo de barro tipo calavera puesto de lazo, con tapadera de concreto. En las cajas de conexión se construirán primero la fundación que será de concreto reforzado, con una resistencia a la compresión $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días. Sobre la fundación se levantarán las paredes y se picará la losa de fondo para verter sobre ella concreto simple de $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ el cual será perfilado en forma de canal semicircular para encauzar las aguas hacia el tubo de descarga con una pendiente no inferior a la del mismo tubo. Sus paredes interiores serán repelladas y afinadas. El mortero para el pegamento de ladrillo 1:3(cemento y arena) y repello será 1:4 (cemento y

arena) y el afinado se hará con una proporción de una parte de cemento a 2 de arena, tamizada con malla 1/32". Las tapaderas se harán de concreto de 8 cm de espesor, reforzadas con varillas de 3/8" @ 15 cm en ambas direcciones, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de 180 kg/cm² a los 28 días.

Forma de pago:

Su medición y forma de pago será por unidad.

Prueba hidráulica de Estanqueidad e infiltración:

Trabajo incluido:

La Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANANDA), 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 cms.) con el objeto de darle firmeza al conjunto.

Tuberías de concreto

Alcance:

Los tubos de concreto destinados a usarse en las alcantarillas están fabricados de diámetros de 12 o 108 pulgadas y son de diferentes longitudes, la más usual es de 4 a 8 pies las especificaciones estándar establecen cinco clases de tubos en los que la resistencia aumenta en la clase I a la clase V. Las especificaciones muestran las secciones transversales del acero de refuerzo y la resistencia del concreto para tres medidas de espesores de pared. El refuerzo puede ser circular o elíptico.

Los tubos para alcantarillas fabricados de concreto reforzado que se emplea en aplicaciones especiales, se fabrican con una sección transversal distinta a la circular, las formas elípticas y de arco son de uso común.

Trabajo incluido:

Los tubos de concreto para alcantarillas tienen juntas machihembradas o de campana; durante la construcción se sellan las juntas con mortero (1:3), empaques de caucho, u otros materiales. La preparación de pisos de lecho donde va a colocarse el tubo requiere de mayor o menor cantidad de cuidado. Esta preparación o plantilla puede variar desde la forma simple del fondo de una zanja o del suelo sobre el que coloca el tubo hasta embeber el tubo en una

cuna de concreto dependiendo de las condiciones de cimentación, de las cargas sobre el tubo y de otros factores.

Ruptura y reposición de pavimentos:

Trabajo incluido:

El trabajo consistirá en la rotura o demolición de pavimentos, de cualquier clase: de asfalto, de concreto, adoquinado o de empedrado, incluyéndose la base sobre la cual se hayan construido.

Se entenderá por reposición de pavimentos, la operación consistente en construir nuevamente las Obras que hubieren sido removidos para la apertura de zanjas. Las Obras reconstruidas deberán ser del mismo material y características que las originales y deberán ser restauradas en el menor tiempo posible. Deberá quedar el nivel de rasante original.

Remoción y reparación de asfalto:

Trabajo incluido:

El material producto de la ruptura de pavimentos de asfalto no podrá ser usado posteriormente en la reconstrucción del pavimento, por lo que deberá retirarse hasta el banco de desperdicio. Después de realizada la compactación de zanjas, deberá reemplazarse la superficie de asfalto donde fue efectuado el corte. Dicho reemplazo se ejecutara con un espesor igual al existente.

Se retirarán los escombros o material sobrante a sitios aceptados por la Supervisión.

Forma de pago:

Su medición y forma de pago será por metro cuadrado.

Desadoquinado y adoquinado:

a) **Desadoquinado**

Trabajo incluido:

Consiste en la acción de quitar todos los adoquines que se encuentren a lo largo y ancho de la zanja trazada, además de la ubicación temporal para su posterior colocación.

Forma de pago:

La cantidad de obra es medida en metros cuadrados.

b) **Adoquinado**

Trabajo incluido:

El adoquinado involucra la utilización de los adoquines que fueron retirados con fines de excavar las zanjas y pozos donde se ubicará el alcantarillado.

Previo a la colocación del adoquín se deberá compactar el suelo con un mínimo de 90% de densidad de campo del Proctor modificado de acuerdo a norma. Se deberá nivelar la rasante del suelo tomando en cuenta la altura del adoquín y la capa de arena.

Se deberá aplicar arena a la superficie en un espesor de 2 pulgadas aproximadamente y compactarla. Colocar el adoquín al nivel adecuado iniciando con líneas guías.

Forma de pago:

La cantidad de obra es medida en metros cuadrados, y se debe incluir la compra de adoquines nuevos si algunos son dañados y la compra de la arena a colocar como base.