

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



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

PRESENTADO POR:

ELIN ELIZABETH CHINCHILLA MENJIVAR
EVA CORINA RODRÍGUEZ AYALA

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERA CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO DE 2010

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL:

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO:

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

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

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

Título:

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

Presentado por:

ELIN ELIZABETH CHINCHILLA MENJIVAR
EVA CORINA RODRÍGUEZ AYALA

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

Ing. Ricardo Ernesto Herrera Mirón
Ing. Débora Raquel Juárez Molina

San Salvador, Enero de 2010

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

Ing. Ricardo Ernesto Herrera Mirón

Ing. Débora Raquel Juárez Molina

AGRADECIMIENTOS

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

Nuestros Asesores:

Ing. Ricardo Ernesto Herrera Mirón

Ing. Débora Raquel Juárez Molina

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

Al Alcalde de San José Guayabal

Ing. Mauricio Vilanova

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

Nuestros Compañeros:

Juan Orlando Montes García, Fredys Adelmo Rodríguez Aguilar, Luis Carranza Cisneros, Rafael Antonio Henríquez Palacios, Roberto Díaz, Italo González Reyes, Ricardo Méndez García, Godofredo, María Josefa Orellana Mayorga, Erick Elías Cabrera Paiz, Francisco Miguel Alvarenga Ochoa, Guillermo Ernesto Figueroa Díaz, Héctor Vladimir Rodríguez Meléndez, Walter Loza, Miguel Ángel Quintanilla, Laura Marcela Palacios Díaz, Raúl Chicas.

Por su invaluable ayuda y apoyo que nos brindaron en todo momento.

A los Ingenieros:

Ing. Ricardo Flores

Ing. Guillermo Umaña

Por su valiosa colaboración y disposición para la realización de nuestro trabajo de graduación.

A nuestro compañero Albin Leonardo Ríos:

Por su confianza y ayuda para el desarrollo de nuestro trabajo de graduación.

AGRADECIMIENTOS

Padre Celestial, gracias por permitirme lograr una meta más, por ser el pilar en mi vida, por darme gracia, sabiduría y paciencia.

Señor quiero agradecerte por mis padres

Juan Miguel Chinchilla Ramírez y Reyna Santos Menjivar de Chinchilla

Por la paciencia, apoyo y providencia que pusiste en ellos para que tanto mis hermanas y yo pudiéramos realizarnos profesionalmente.

Te agradezco por mis hermanas y mejores amigas

Ana Jannette Chinchilla Menjivar y Reyna Lissette Chinchilla Menjivar

Por la comprensión y compañía en todo momento, porque las pusiste para ser el mejor apoyo.

Gracias Padre por

Francisco Miguel Alvarenga Ochoa

Además de ser una persona especial en mi vida, te agradezco porque fue una ayuda idónea para desarrollar este trabajo de graduación.

También por la familia Rodríguez Ayala

Por mi compañera de tesis Eva Corina Rodríguez Ayala y familia, por la paciencia, ayuda, atenciones hacia mi persona.

Y finalmente, Señor por mis amigos y compañeros

Por aquellos que conocí al inicio de mis estudios universitarios, durante la carrera y por los que conocí al final de la carrera y trabajo de

graduación. Tú conoces sus nombres, bendíceles y recompensa a cada uno de ellos por su ayuda y amistad para conmigo.

Mi Dios nuevamente gracias por todas estas personas, porque las elegiste para ser parte de mi vida, solo puedo pedirte que las bendigas y les guardes en todo momento y en todo lugar.

Elin Elizabeth Chinchilla Menjivar

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a Dios por permitirme alcanzar una meta más en mi vida, por darme la fortaleza que necesite en cada momento difícil, por brindarme la sabiduría necesaria para terminar este gran paso en mi vida, por protegerme de todo mal y sobretodo, por regalarme la mejor familia que puede haber deseado.

Quiero darles un especial agradecimiento a mis padres, que me han apoyado en cada momento y que con sus consejos y amor han logrado guiarme por el camino indicado.

A ti mami, no tendría como pagarte todo tu cariño, tus enseñanzas, tus oraciones y tu constante apoyo que me ha motivado a salir siempre adelante. Gracias Mami, por saber comprenderme en los momentos difíciles, por tus sabios consejos y por haberte dedicado a mi cuidado para que nada me faltará. Que seas mi madre es el más preciado tesoro que siempre le agradeceré a Dios.

A ti Papi, gracias por todo el apoyo que siempre me brindaste, la sabiduría y los momentos felices que siempre pasamos juntos. Este es un momento muy especial, porque podrás ver la culminación de mi carrera, la cual está dedicada a tí especialmente, al esfuerzo que siempre desempeñaste en mí. Tú has sido mi inspiración, me has ayudado a construir mis sueños y me has enseñado a luchar por conseguir lo que deseo y es por eso, que todos mis logros son tuyos, te quiero mucho papito.

A mis hermanos, ustedes son un pilar más en mi vida, desde pequeña han sido mis ángeles guardianes, me han apoyado en todo momento y

todo lo bueno en mí se los debo a ustedes, gracias por todo su cariño, comprensión y apoyo, que Dios los bendiga siempre.

A mi familia, porque sé que comparten conmigo todas mis alegrías y siempre están en los momentos difíciles, gracias por su apoyo y cariño.

A Elin Chinchilla, gracias por haberme permitido ser tu compañera de este trabajo, me has apoyado en todas mis decisiones, me tuviste paciencia y confianza.

A mis amigos, con los cuales me encanto haber compartido cada angustia, cada desvelo y cada alegría, gracias por su apoyo incondicional.

Eva Corina Rodríguez Ayala

INDICE

<i>Contenido:</i>	<i>Página:</i>
<i>Introducción</i>	1
<i>CAPITULO I: Generalidades</i>	3
1.1 Antecedentes	4
1.2 Planteamiento del problema	6
1.3 Objetivos	9
1.3.1 Objetivo general	9
1.3.2 Objetivos específicos	9
1.4 Alcances	10
1.5 Limitaciones	12
1.6 Justificaciones	13
<i>CAPITULO II: Fundamentos Teóricos</i>	16
2.1 Aguas residuales	17
2.1.1 Tipos de aguas residuales	17
2.1.2 Composición de las aguas residuales	18
2.1.3 Características de las aguas residuales	19
2.2 Efectos dañinos de las aguas residuales en cuerpos de agua	28
2.3 Alcantarillados de aguas residuales	31
2.3.1 Tipos de alcantarillado	31
2.3.2 Elementos del alcantarillado	32
2.3.3 Metodología de diseño de la red de alcantarillado	40
2.3.4 Consideraciones generales de diseño	46

2.3.5	Pruebas de funcionamiento de la red	46
2.4	Tratamiento de las aguas negras	50
2.4.1	Procesos de tratamiento para las aguas negras	51
2.4.2	Métodos de tratamiento de aguas residuales	57

CAPITULO III: Descripción de la Ciudad de San José Guayabal

		79
3.1	Ubicación geográfica	80
3.2	División administrativa urbana	81
3.3	Información general de la Ciudad de San José Guayabal	84
3.3.1	Vías de comunicación	84
3.3.2	Aspectos económicos	86
3.3.3	Aspectos ambientales	87
3.4	Proyección de la población	87
3.4.1	Proyección de la población por el método aritmético	88
3.4.2	Proyección de la población por el método geométrico	89
3.4.3	Proyección de población que se utilizará en los diseños	90
3.5	Topografía de la Ciudad de San José Guayabal	90

CAPITULO IV: Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario para la Ciudad de San José Guayabal

		92
4.1	Sistema de alcantarillado sanitario por gravedad para la Ciudad de San José Guayabal	95
4.2	Caudal de diseño	96
4.2.1	Caudal máximo horario	96

4.2.2	Cálculos hidráulicos por tramos de tuberías	98
4.3	Disposición de la red	117
4.4	Diseño de colectores	117
4.5	Descarga de aguas residuales	128
4.6	Sistema de alcantarillado sanitario por bombeo para la Ciudad de San José Guayabal	128

CAPITULO V: Alternativas para los Sectores Inaccesibles al Sistema de Alcantarillado

	<i>CAPITULO V: Alternativas para los Sectores Inaccesibles al Sistema de Alcantarillado</i>	144
5.1	Fosa séptica	146
5.1.1	Funciones de la fosa séptica	146
5.1.2	Diseño de la fosa séptica con pozos de absorción	146
5.1.3	Uso y mantenimiento de la fosa séptica	148
5.2	Letrina abonera seca familiar (LASF)	159
5.2.1	Criterios de ubicación para letrinas de tipo LASF o Solar	159
5.2.2	Uso y mantenimiento de letrinas aboneras secas familiares(LASF)	160
5.2.3	Esquemas de construcción de letrinas tipo LASF	163
5.3	Letrinas solares (LS)	164
5.3.1	Uso y mantenimiento de letrina solar	164
5.3.2	Esquemas de construcción de letrinas solares	166
5.4	Letrina de hoyo modificado (LHM)	166
5.4.1	Criterios para la ubicación de letrinas de hoyo modificado con o sin ventilación	166
5.4.2	Uso y mantenimiento de letrina de hoyo modificado con o sin ventilación	168

5.4.3	Esquemas de construcción de letrinas de hoyo modificado	169
5.5	Dimensiones y componentes de los tipos de letrinas abonera seca familiar, solar y de hoyo modificado	170
<i>CAPITULO VI: Especificaciones Técnicas, Planos y Presupuesto del Alcantarillado Sanitario por Gravedad</i>		172
6.1	Especificaciones técnicas	173
6.1.1	Trazo y nivelación	173
6.1.2	Excavaciones de zanjas	174
6.1.3	Compactación de zanjas	176
6.1.4	Albañilería	177
6.1.5	Suministro e instalación de tubería de PVC	184
6.1.6	Prueba hidráulica de infiltración y estanqueidad	186
6.1.7	Ruptura y reposición de pavimentos	186
6.1.8	Mampostería	188
6.2	Planos del alcantarillado sanitario	189
6.3	Presupuesto del alcantarillado sanitario	190
6.3.1	Consideraciones generales	190
6.3.2	Resumen de costos unitarios	193
<i>CAPITULO VII: Diseño de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales</i>		196
7.1	Características del lugar	197
7.2	Cálculo del caudal y caracterización del agua residual	198
7.3	Alternativas de diseño de la planta de tratamiento	203
7.3.1	Alternativa de tratamiento No.1	204

7.3.2	Alternativa de tratamiento No.2	257
-------	---------------------------------	-----

CAPITULO VIII: Especificaciones Técnicas, Planos y Presupuesto de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales

8.1	Especificaciones técnicas	281
8.1.1	Obras preliminares	281
8.1.2	Trazo y nivelación	282
8.1.3	Excavaciones y relleno	282
8.1.4	Concreto estructural	284
8.1.5	Albañilería y acabados	292
8.1.6	Estructuras metálicas	296
8.2	Planos y detalles de las plantas de tratamiento de aguas residuales	298
8.3	Presupuesto de las plantas de tratamiento N°1 y N°2	299

CAPITULO IX: Mantenimiento y Operación de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales

9.1	Generalidades	325
9.2	Operación y mantenimiento del sistema preliminar	326
9.3	Operación y mantenimiento del tratamiento primario	331
9.4	Operación y mantenimiento del tratamiento secundario	334
9.5	Operación y mantenimiento del tratamiento de lodos	336
9.6	Equipo de trabajo y herramientas recomendado para operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas	339
9.7	Programa de medición de parámetros de control	343
9.7.1	Muestreo	343

9.7.2	Pruebas in Situ	344
9.7.3	Informes operacionales	346
9.7.4	Formularios de funcionamiento para la planta de tratamiento	346
	<i>CAPITULO X: Conclusiones y Recomendaciones</i>	353
10.1	Conclusiones de alcantarillado sanitario	354
10.2	Conclusiones de tratamiento de aguas residuales	356
10.3	Recomendaciones	358
	<i>ANEXOS</i>	362
A1.	Planos del alcantarillado sanitario por gravedad de la Ciudad de San José Guayabal	363
A2.	Esquemas de letrinas sin arrastre de agua	369
A3.	Planos de las plantas de tratamiento de aguas residuales para la Ciudad de San José Guayabal	408
A4.	Planos de alcantarillado sanitario por bombeo de la Ciudad de San José Guayabal	417
A5.	Tablas para la medición de caudal en la unidad Parshall	419

INTRODUCCION

Las aguas residuales son materiales derivados de residuos domésticos o desperdicios de diferentes tipos, los cuales por razones de salud pública y ambiental no pueden desecharse directamente a cuerpos de agua sin un adecuado tratamiento.

En la Ciudad de San José Guayabal, Departamento de Cuscatlán, una parte de las viviendas de la zona urbana usa fosas sépticas para la disposición de aguas negras y el resto de viviendas utiliza letrinas de hoyo sin tratamiento alguno, mientras que las demás aguas residuales son descargadas en las calles, produciéndose un ambiente idóneo para la proliferación de vectores causantes de enfermedades, malos olores, posible contaminación de los mantos acuíferos y mal aspecto visual.

Es por esta razón que el presente trabajo de graduación ofrece dos propuestas de alcantarillado sanitario para la Ciudad de San José Guayabal, donde cada alternativa expone su propio diseño para el tratamiento de aguas residuales recolectadas.

Primero se presenta información acerca de las características, manejo y tratamiento de las aguas residuales, incluyendo algunos criterios de diseño que dictaminan normas nacionales e internacionales. Luego, se muestra una descripción general de la Ciudad donde se detalla la infraestructura en la zona urbana, topografía y condiciones poblacionales.

Posteriormente, se exponen los cálculos realizados para cada uno de los diseños de alcantarillado sanitario de la Ciudad de San José Guayabal, así como las revisiones correspondientes para verificar el cumplimiento

de los requisitos establecidos por las normas respectivas. Además, se presenta los planos de cada propuesta.

Adicionalmente, se muestran las especificaciones técnicas y presupuesto de la alternativa de alcantarillado sanitario por gravedad.

Para los casos donde no se puedan conectar al sistema de alcantarillado, se exponen diferentes alternativas de solución que incluyen el uso de fosa séptica o letrinas sin arrastre de agua.

También se presentan los procedimientos utilizados para el diseño de las plantas de tratamiento de aguas residuales correspondientes a cada alternativa de alcantarillado sanitario, junto con sus planos.

Además, se incluye las especificaciones técnicas y presupuesto de las plantas de tratamiento que contiene la alternativa de alcantarillado sanitario por gravedad, así como un manual de operación y mantenimiento para dichas plantas.

Finalmente, se expone las conclusiones y recomendaciones que se obtuvieron en el desarrollo del presente trabajo de graduación. Y en los anexos se presentan los planos de los diseños de alcantarillado sanitario y de las plantas de tratamiento; los esquemas de las letrinas sin arrastre de agua y la tabla de caudales para diferentes tirantes que se utiliza en el medidor de caudal Parshall.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

El municipio de San José Guayabal pertenece al departamento de Cuscatlán, cuya población total era de 10,732 habitantes, según el censo del 2008 realizado por Digestyc. Sin embargo, la población urbana era de 4,436 habitantes para esa fecha.

La cabecera del municipio es la ciudad de San José Guayabal, situada a 13.2 km al sur oeste de la ciudad de Suchitoto a 580 metros sobre el nivel del mar.

La ciudad de San José Guayabal es una población en progreso, en el año 1911 se realizó la introducción del agua potable, en 1928 se estableció el alumbrado eléctrico, en el año 1959 se construyó el grupo escolar, en 1964 fue construida la unidad de salud y en 1970 fue construida la Alcaldía Municipal.

Actualmente, los servicios públicos incluyen teléfono, internet, letrinas de hoyo y fosas sépticas, aparte de los ya antes mencionados.

Después de la firma de los Acuerdos de Paz la Comunidad Internacional, en sus actuaciones de Cooperación al Desarrollo, siempre han estado dispuestas a promover el progreso social de nuestro país, es así como se han realizado importantes proyectos, de igual manera estos países amigos han mostrado su preocupación por la modernización del Estado, por lo que en el año de 1998 la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados inició la implementación del Programa de Reforma del Sector de los Recursos Hídricos y Sub Sector Agua Potable y Saneamiento, que dentro de sus objetivos contemplaba promover, a través de un adecuado margo regulatorio, una Estrategia de Descentralización para el sector Agua Potable y Saneamiento, es decir,

transferir las competencias del Gobierno Central en manos de ANDA, hacia los Gobiernos Municipales, como una de las modalidades de descentralización. Es dentro de este marco y luego de una larga gestión municipal, que el Gobierno de la República de Alemania a través del KfW Bankengruppe (Banco de Crédito para la Reconstrucción) ha cofinanciado proyectos en San José Guayabal, tales como el Programa de Abastecimiento de Agua e Instalaciones Sanitarias Rurales, entre las comunidades beneficiadas con la construcción de 71 letrinas solo en el área urbana, así como la incorporación de 350 familias a la red de agua potable se encuentran; Michapa, El Carmen y San Cristóbal, lográndose que por lo menos el 75% de estos nuevos usuarios realicen una adecuada disposición de sus aguas grises con el uso de pequeñas zanjas de absorción, pero lamentablemente del total de familias que cuentan con el servicio de agua potable solo un 35% dispone correctamente de sus aguas grises, en ausencia del alcantarillado sanitario.

En complemento a este programa, en el año 2007 se llevó a cabo la campaña denominada Concientización sobre el buen uso del agua, la cual fue ejecutada por CARE (Cooperative for Assistance and Relief Everywhere), una de las organizaciones de ayuda humanitaria más grandes del mundo que brinda apoyo en las áreas de Gestión del Recurso Hídrico y Desarrollo Local a comunidades como San José Guayabal, donde la asignación de recursos del Estado para proyectos de Saneamiento es muy limitada.

En ese mismo año el Gobierno Municipal recibió la cooperación de la Universidad Albert Einstein, institución que bajo la filosofía de fortalecer la Proyección Social de las Universidades, orientándolas al desarrollo sostenible de las comunidades y municipios, se realizó en forma

conjunta el proyecto de Diseño y Construcción de Biodigestores para las instalaciones sanitarias del Centro Escolar Católico San Francisco de Asís, contribuyendo al bienestar de la joven comunidad educativa y eliminando la contaminación ambiental producto de la indebida disposición de excretas.

En el año 2007, se construyó la colonia Nao San José con ayuda de la Unión Europea, la cual pertenece a la ciudad San José Guayabal. Ésta cuenta con su propio sistema de alcantarillado sanitario y una pequeña planta de tratamiento de aguas residuales. Sin embargo, el resto de la ciudad utiliza letrinas de hoyo en la mayoría de viviendas, y un número muy reducido cuenta con fosa séptica. Además las aguas grises proveniente de otros usos domésticos se vierte a las calles.

Según el Plan de Emergencia Sanitario local de la Unidad de Salud de San José Guayabal del año 2008, la zona urbana está conformada por 767 viviendas con letrinas y 43 viviendas con ausencia de éstas, como resultado de los esfuerzos conjuntos de los Proyectos de Letrinización impulsados por el Ministerio de Salud y la Cooperación Alemana.

1.2 Planteamiento del problema

La red de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo es ínfima en relación con la cobertura de las redes de agua potable. Esto genera importantes problemas sanitarios.

La Ciudad San José Guayabal, carece de un sistema de alcantarillado y su debida planta de tratamiento.



FIG 1.1 Fotos de problemática de la Ciudad de San José Guayabal

Las soluciones parciales a dicha problemática, se limitan a la utilización de fosas sépticas, en algunos casos, mientras que la mayor parte de la población hace uso de letrinas de hoyo; con el agravante de que las aguas domésticas son descargadas a las calles. Esta situación provoca serios riesgos a los habitantes, tales como:

§ Los cuerpos receptores a los cuales se destinan las aguas residuales son contaminados y deteriorados, ya que algunas de las partículas sólidas suspendidas en el agua al pasar por el proceso de

putrefacción consumen oxígeno, el cual es de vital importancia para la subsistencia de plantas y animales que viven en el agua.

- § Los mantos acuíferos son potencialmente expuestos a diferentes contaminantes y patógenos que se infiltran en el suelo.
- § Las aguas domésticas, que presentan detergentes, los cuales no son biodegradables, al permanecer mucho tiempo en las calles causan problemas de olor. Y desde luego un desmejoramiento de la estética de la localidad; además de generar el ambiente propicio para el desarrollo de vectores y las consecuentes enfermedades que se pueden producir.
- § El uso de fosas sépticas y letrinas de hoyo, obliga a los habitantes de la ciudad a mantener un espacio adecuado para que ésta se ubique lo más alejado posible de aquellas áreas (cocina, habitaciones) que pueden ser contaminadas por malos olores o provocar enfermedades.
- § Los problemas más comunes de las fosas sépticas son su alta frecuencia de vaciado y la generación de malos olores. Además el mal uso de letrinas puede ocasionar la proliferación de bacterias, moscas, otros insectos y contaminación del terreno.

La problemática anteriormente descrita nos permite plantear:

¿Cuál es la alternativa más factible para la Ciudad San José Guayabal, para coleccionar y tratar las aguas residuales?

¿Qué alternativa de tratamiento se puede aplicar, en forma económica y satisfactoria para cubrir las necesidades de los habitantes de la localidad?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Diseñar un sistema de alcantarillado sanitario y la correspondiente planta de tratamiento en la Ciudad San José Guayabal para proveer de una adecuada recolección, manejo y tratamiento de sus aguas residuales de origen doméstico.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar un levantamiento topográfico de la zona urbana de la ciudad San José Guayabal para la obtención de los perfiles necesarios para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.
- Presentar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario adecuado a la topografía de la zona, según la normativa de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).
- Proponer los diseños alternativos de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas que sean factibles para la población.
- Proporcionar los perfiles, planos, y especificaciones técnicas de los elementos que conformarán el sistema de alcantarillado sanitario

y las plantas de tratamiento de aguas residuales, en base a normativas nacionales e internacionales.

- Elaborar un presupuesto que nos permita determinar la factibilidad económica de los diseños del sistema de alcantarillado sanitario y de las plantas de tratamiento de aguas residuales que hayan sido escogidas.
- Brindar alternativas de solución para las viviendas de difícil acceso al sistema de alcantarillado sanitario.

1.4 Alcances

- Se presentará el diseño de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales, correspondientes a la alternativa seleccionada, para la Ciudad de San José Guayabal, cabecera del municipio San José Guayabal; los cuales pretenden cubrir la demanda de 800 viviendas aproximadamente, que requieren dichos servicios. No obstante, se tomarán las lotificaciones cercanas a la Ciudad.
- Con este proyecto se pretende cambiar el uso de fosas sépticas y letrinas de hoyo en la Ciudad, e introducir sistemas de letrina de arrastre de agua (inodoros) conectados al sistema de alcantarillado sanitario.
- Se realizará un levantamiento topográfico de la Ciudad de San José Guayabal, específicamente a las seis avenidas y seis calles

que pertenecen a la zona urbana y las lotificaciones cercanas, con el fin de obtener los perfiles para el correspondiente diseño del alcantarillado sanitario.

- Los periodos de diseño para el sistema de alcantarillado sanitario será de 20 años, mientras que para la planta de tratamiento de aguas residuales será de 10 años.
- La identificación del terreno para la ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales se realizará con la ayuda de cuadrantes topográficos, para luego proceder al levantamiento topográfico del área de interés.
- Se realizarán dos alternativas para los diseños de alcantarillado sanitario y plantas de tratamiento de aguas residuales adecuadas para cada alternativa ya que, la topografía de la Ciudad de San José Guayabal no permite tener un solo punto de descarga. Sin embargo, las especificaciones técnicas y el presupuesto que se presentarán serán solamente de una de las alternativas.
- Plantear alternativas de solución para las viviendas que debido a la topografía del lugar no tengan acceso al sistema de alcantarillado sanitario.
- Se aplicará la normativa nacional para el diseño de sistema de alcantarillado de las aguas residuales y los parámetros del efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales.

1.5 Limitaciones

- Las propuestas de los diseños para el sistema de alcantarillado sanitario y sus correspondientes plantas de tratamiento de aguas residuales estarán limitadas geográficamente al área urbana de la Ciudad San José Guayabal.
- Se diseñarán las plantas de tratamiento solamente para aquellas aguas residuales de origen doméstico, cuya caracterización será producto de la comparación de los parámetros de las aguas residuales de comunidades similares a San José Guayabal.
- El estudio de Impacto Ambiental y el Programa de Adecuación Ambiental no se realizará para el presente trabajo, por razones de tiempo para la aprobación de este por el Ministerio del Medio Ambiente Y Recursos Naturales. Así también, el Formulario Ambiental no será aplicado dentro de esta investigación.
- Las propuestas de las redes de alcantarillado sanitario serán técnica y económicamente factible en función de la topografía y los recursos económicos de la ciudad; así como aquellas soluciones para los sectores donde la implementación de la red no sea factible.
- Lamentablemente, en nuestro país no se cuenta con una normativa para el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, por lo que se utilizarán normativas internacionales.

1.6 Justificaciones

Un sistema de alcantarillado sanitario traerá beneficios a la población de la ciudad de San José Guayabal tanto en su salud como en el aspecto general del poblado, ya que se eliminará el recorrido y acumulación de aguas residuales por las calles lo cual atrae a vectores que provocan enfermedades (Fig. 1.2)



FIG 1.2 Foto de Ciudad de San José Guayabal

Un estudio realizado por el Programa de Asistencia Humanitario, Comando Sur de los Estados Unidos, reveló que las principales causas de morbilidad en San José Guayabal¹ son:

¹ FUENTE: Plan de Emergencia Sanitario Local de la Unidad de Salud de San José Guayabal. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. (2008). Auspiciado por: Programa de Asistencia Humanitaria, Comando Sur de los Estados Unidos. Proyecto HAP 149.

TABLA 1.1 Cuadro de las primeras diez causas de morbilidad en la Ciudad de San José Guayabal

<i>Prioridad</i>	<i>Causa de morbilidad</i>
1	Infecciones respiratorias agudas
2	Amebiasis intestinal
3	Diarreas
4	Neumonías
5	Hipertensión arterial crónica
6	Giardiasis intestinal
7	Conjuntivitis bacteriana
8	Trastornos de ansiedad
9	Diabetes Mellitas, tipo 2
10	Hemintiasis intestinal

Otro dato importante, se manifiesta en las estadísticas de la Unidad de Salud de San José Guayabal donde se manifiestan 66 casos de diarreas entre la semana epidemiológica 1 a la 9 del 2009.

Actualmente, se utilizan fosas sépticas, en menor medida, y letrinas de hoyo las cuales por sus características de humedad y condiciones anaeróbicas son focos de contaminación por provocar malos olores y deterioro de los mantos acuíferos sub superficiales. Por lo tanto, al realizar el diseño de alcantarillado sanitario permitiría sustituir estos sistemas por letrinas de arrastre de agua (inodoros).

Mientras que al transportar el agua residual a través de tuberías se evitará la infiltración de patógenos y contaminantes directamente al suelo, que como consecuencia pueden dañar los mantos acuíferos. Otro beneficio que se generaría al contar con un sistema de alcantarillado sanitario será una mejor distribución de espacios en las viviendas, ya que al utilizar letrinas o fosas sépticas tienen que ubicarlas lejos de

habitaciones y cocina debido a los malos olores y para evitar enfermedades. Adicionalmente, se ahorrarán el costo de construcción de una nueva letrina o fosa séptica cuando éstas se llenan o el trabajo de vaciarlas.

Sin embargo, la recolección de las aguas residuales no es suficiente para evitar repercusiones a la población humana debido a que esta agua debe desembocar en algún río o quebrada, y aunque la naturaleza tiene una habilidad asombrosa para depurar pequeñas cantidades de contaminantes, no se logra la autodepuración al sobrepasar estos límites. Esto trae consigo una nueva problemática porque los recursos hídricos se vuelven inutilizables para el uso humano, daña la fauna y flora del lugar, provocando un impacto ambiental desfavorable. Es por esto la necesidad de darle un tratamiento a las aguas residuales a través de una planta de tratamiento para disminuir los contaminantes del agua a niveles permisibles que la naturaleza pueda manejar.

CAPITULO II

FUNDAMENTOS TEORICOS

2.1 Aguas residuales

Las aguas residuales son aguas que han sido contaminadas por diversos usos, ya sea por la utilización en viviendas, instituciones públicas y privadas, establecimientos comerciales e industriales, etc.

Estas aguas están compuestas principalmente por aguas de desechos domésticos y en forma secundaria por aguas provenientes de industrias u otros fines similares. Muchas aguas residuales también incluyen aguas superficiales procedentes de las lluvias.

2.1.1 Tipos de aguas residuales

- *Aguas residuales domésticas*

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.

- *Aguas residuales industriales*

Se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros, y debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes citados anteriormente respecto a las aguas residuales domesticas, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

- Aguas residuales agrícolas

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

- Aguas de lluvia

Proviene de la precipitación pluvial y, debido a su efecto de lavado sobre techos, 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.

2.1.2 Composición de las aguas residuales

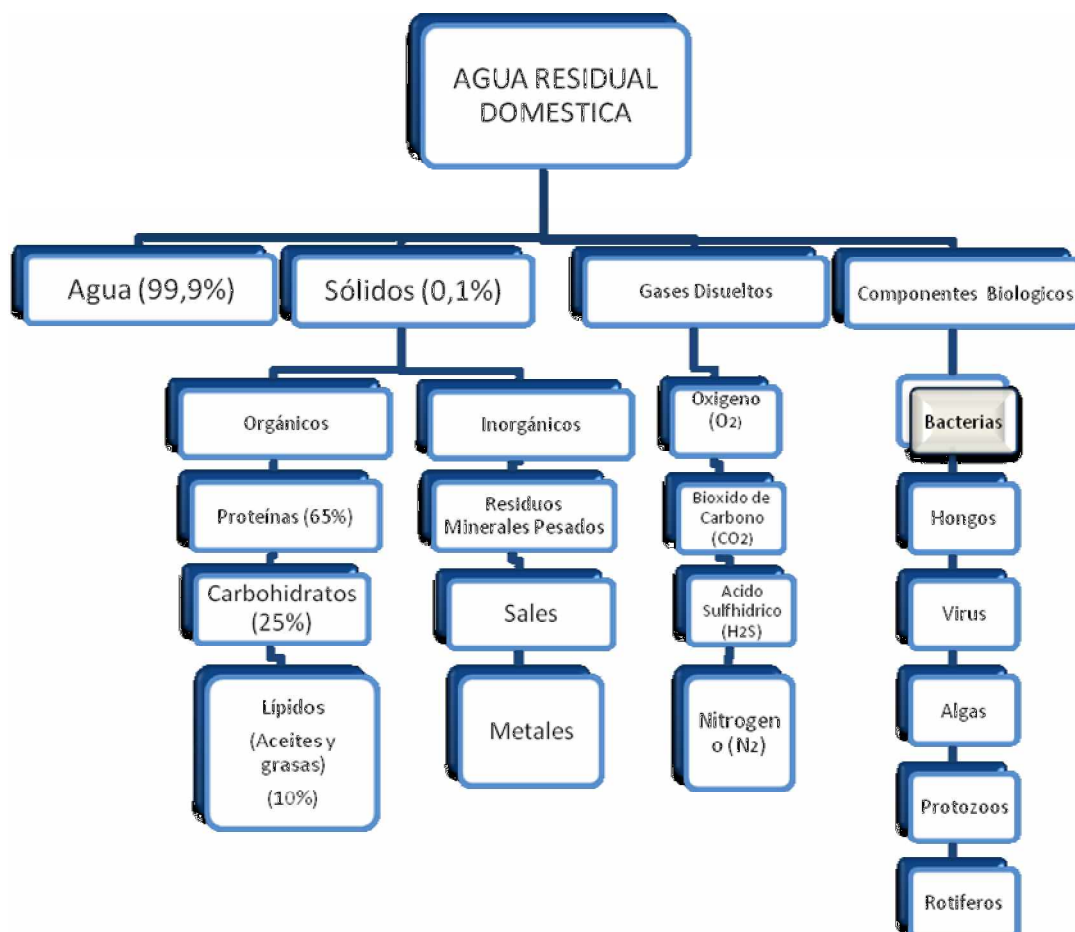
Las aguas residuales domésticas están constituidas en un elevado porcentaje (en peso) por agua, cerca de 99,9 % y apenas 0,1 % de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Esta pequeña fracción de sólidos es la que presenta los mayores problemas en el tratamiento y su disposición. El agua es apenas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

En la Figura 2.1 se muestra un esquema de la composición de las aguas residuales.

FIG 2.1 Composición de las aguas residuales



2.1.3 Características 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.

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

2.1.3.1 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 oxigeno 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 liquido 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. Sólidos que 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.

- *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.

En el cuadro (Figura 2.2) se presenta un resumen de algunos olores característicos del agua, de acuerdo con su origen.

Olores característicos del agua y su origen

NATURALEZA	ORIGEN
Olor balsámico	Flores
Dulzor	<i>Coelosphaerium</i>
Olor químico	Aguas residuales industriales
Olor a cloro	Cloro libre
Olor a hidrocarburo	Refinería de petróleo
Olor a pescado	Fenol, yodoformo
Olor séptico	Acido sulfhídrico, H ₂ S
Olor a tierra	Pescado, mariscos
Olor fecaloide	Alcantarilla
Olor a moho	Cueva húmeda
Olor a legumbres	Hierbas, hojas en descomposición

FIG 2.2 Tipos de Olores

- 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.

El aparato que mide la turbiedad se llama: Turbidímetro y su resultado es expresado en UTN (Unidad Nefelométrica de Turbiedad).

- 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.

2.1.3.2 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.

2.1.3.2.1 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 oxígeno; 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%): estas pueden producir olores desagradables debido a su descomposición. Las aguas residuales pueden contener varios tipos de proteínas y, como ejemplo, pueden

citarse las albúminas, globulinas de diversos orígenes y enzimas industriales (detergentes).

Carbohidratos (25- 50%): Los carbohidratos están presentes en sus formas más comunes, tales como glucosa, sacarosa, almidón y celulosa; por su contenido de carbono, hidrogeno y oxígeno son alimentos para la flora y la fauna microbiológica.

Grasa y aceites (10%): son el tercer componente de los alimentos, están siempre presentes en aguas residuales provenientes de carnes, del uso de aceites vegetales y pueden crear en las aguas películas y materiales en flotación imperceptibles.

El agua residual contiene pequeñas cantidades de pesticidas y productos químicos agrícolas, que se incorporan como corrientes de parques y campos agrícolas.

- 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 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): permite conocer la cantidad de material orgánico no biodegradable. Junto con la Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO) se puede calcular la cantidad de organismos 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):

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.

2.1.3.2.2 *Materia inorgánica*

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

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_3^{2-}) y bicarbonatos (HCO_3^-) de elementos como calcio, magnesio, sodio, potasio o de ion amonio.

Nitrógeno. Un bajo contenido de nitrógeno, se necesitará hacer tratable el agua residual y si es elevado se produce un crecimiento excesivo de plantas y algas en los cuerpos receptores.

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

2.1.3.2.3 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.

2.1.3.3 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.

- Bacterias

Los organismos patógenos más frecuentes en un agua residual son los pertenecientes al género Salmonella.

Dentro de las aguas residuales pueden detectarse numerosos tipos de bacterias, entre las que pueden nombrarse las especies *Vibrio*, *Mycobacterium*, *Clostridium*, *Leptospira* sp y *Yersinia*. Aunque estos microorganismos patógenos pueden encontrarse en el agua residual, sus concentraciones son normalmente muy bajas para iniciar un brote epidémico.

Entre las posibles causas de esta enfermedad pueden encontrarse un grupo de bacterias gram negativas consideradas normalmente como no patógenas y en especial, las socas de *Escherichia Coli* enteropatógenas y diversas socas del genero *Pseudomonas* que pueden afectar a los recién nacidos. Últimamente se ha considerado el papel como agente causante de brotes epidémicos de origen hídrico de *Campylobacter coli* en humanos.

- Parásitos

El agua residual puede contener una gran variedad de protozoos y metazoos de carácter patógeno para el ser humano. El más peligroso de estos parásitos es probablemente el protozoo *Entamoeba histolytica*, agente responsable de la disentería amébrica y de la hepatitis amébrica.

Una de las principales enfermedades hídricas es la causada por otro protozoo, el flagelado *Giardia lamblia* causante de la giardiasis que provoca trastornos intestinales, flatulencias, diarreas y malestar general. Los agentes infecciosos de estos parásitos son quistes con gran resistencia a la desinfección con cloro.

El agua residual puede contener varios helmintos parásitos. Los más importantes de estos son los gusanos intestinales, entre los que encontramos *Ascaris lumbricoidea*, las tenias *Taenia saginata*, *Trichuris*

richuira, *Strongyloides stercoralis* y los anquilostomas *Ancylostoma duodenale* y *Necator americanus*.

- Virus

Los virus son parásitos intracelulares obligados que sólo son capaces de multiplicarse dentro de la célula huésped. Los virus entéricos son aquellos que se multiplican en el conducto intestinal, expulsándose en los excrementos de la persona infectada.

Los virus entéricos humanos más importantes son: los enterovirus (polio, echo y Coxsackie), los rotavirus, los reovirus, los parvovirus, los adenovirus y los virus de la hepatitis A. El virus causante de la hepatitis A es el declarado con más frecuencia como transmisible a través del agua contaminada. El único huésped que se ha encontrado para el virus de la hepatitis A es la persona humana. Incluso varios investigadores han detectado la presencia del virus en aguas subterráneas.

2.2 Efectos dañinos de las aguas residuales en cuerpos de agua.

En toda la historia de la humanidad, entre todas las sustancias de la tierra el agua ocupa el primer lugar entre ellas y juega un papel importante en la vida del hombre y la naturaleza.

La contaminación del agua es la incorporación al agua de materias extrañas. Estas materias deterioran la calidad del agua y la hacen inútil para los usos pretendidos.

Uno de los principales contaminantes del agua son las aguas residuales y otros residuos que demandan oxígeno (en su mayor parte

materia orgánica, cuya descomposición produce la desoxigenación del agua).

Dentro de las actividades domésticas se tienen dificultades con los detergentes, jabones, suavizantes, shampoo, etc., que contienen potasio, sulfatos, entre otros. Se abusa de los detergentes, blanqueadores, suavizantes, que son arrojados al drenaje provocando que los ríos y los lagos se saturen de espuma, ocasionando la pérdida de oxígeno del agua así como la muerte de aves acuáticas.

Los efectos por los contaminantes del agua se ha convertido en un problema de salud pública, debido a que al ingerir alimentos con agua sucia puede provocar desde enfermedades del aparato digestivo como diarrea, tifoidea, cólera, hasta meningitis, encefalitis, síndromes respiratorios y hepatitis

En los países en vía de desarrollo, el 95% de las aguas residuales se descargan sin ser tratadas en ríos cercanos, que a su vez suelen ser una fuente de agua potable. Las personas que consumen esta agua son más propensas a contraer enfermedades infecciosas que se propagan a través de aguas contaminadas, el principal problema de salud en países en vías de desarrollo².

Algunos contaminantes por las aguas residuales en mayor o menor grado tenemos:

- Metales pesados. Mercurio, arsénico, plomo, cinc, etc.
- Restos de detergentes. Tóxicos y cancerígenos
- Restos de insecticidas. Tóxicos y cancerígenos

² http://www.essel.cl/educacion/el_agua_potable.asp

TABLA 2.1 Dentro de las enfermedades transmitidas por la contaminación del agua tenemos³

<i>Tipos de Organismos</i>	<i>Enfermedad</i>	<i>Síntomas</i>
Bacterias	Cólera	Diarreas y vómitos intensos. Deshidratación. Frecuentemente es mortal si no se trata adecuadamente
Bacterias	Tifus	Fiebres. Diarreas y vómitos. Inflamación del bazo y del intestino.
Bacterias	Disentería	Diarrea. Raramente es mortal en adultos, pero produce la muerte de muchos niños en países poco desarrollados
Bacterias	Gastroenteritis	Náuseas y vómitos. Dolor en el digestivo. Poco riesgo de muerte
Virus	Hepatitis	Inflamación del hígado e ictericia. Puede causar daños permanentes en el hígado
Virus	Poliomelitis	Dolores musculares intensos. Debilidad. Temblores. Parálisis. Puede ser mortal
Protozoos	Disentería amebiana	Diarrea severa, escalofríos y fiebre. Puede ser grave si no se trata
Gusanos	Esquistosomiasis	Anemia y fatiga continuas

La capacidad del agua para transmitir enfermedades depende de su calidad microbiológica. Las enfermedades pueden ser causadas por virus, bacterias o protozoarios. Las bacterias patógenas representan un serio riesgo para la salud pública y es prioritario eliminarlas del agua de

3 <http://www.monografias.com/trabajos23/aguas-contaminadas/aguas-contaminadas.shtml>

consumo humano, debido a que su ingestión podría ocasionar una epidemia con graves consecuencias para la salud de la población.

2.3 Alcantarillados de aguas residuales

Se denomina alcantarillado o red de alcantarillado, al sistema de tuberías y estructuras complementarias necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población.

La misión de la red de alcantarillado es recoger las aguas residuales de las zonas habitadas y transportarlas hasta un punto definido para evacuación. Sin embargo, actualmente se ha tomado conciencia del peligro que significa, para la salud pública y al medio ambiente, el descargar aguas residuales a un curso de agua, por lo que éstas deben someterse a un adecuado tratamiento.

2.3.1 Tipos de alcantarillado

Los sistemas de alcantarillado se clasifican según el tipo de agua que transportan, de la siguiente manera:

- *Alcantarillado Sanitario*: es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales domésticas e industriales.
- *Alcantarillado pluvial*: es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la lluvia.
- *Alcantarillado combinado*: es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas domésticas, industriales y lluvias.

Al escoger un tipo de alcantarillado se debe tomar en cuenta ciertas características como el tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto. Aunque en la actualidad el alcantarillado combinado ya no se

utiliza, ya que a pesar de ser una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección, no es una solución global de saneamiento que incluye la planta de tratamiento de aguas residuales, debido a que éste caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad lo cual genera perjuicios en los procesos de tratamiento.

Otra clasificación de los sistemas de alcantarillado puede ser, según sus características hidráulicas, como se presentan a continuación:

- *Alcantarillados por gravedad:* se utilizan para la recolección de aguas residuales de origen doméstico, comercial, industrial e institucional.
- *Alcantarillados a presión:* se usa para la recolección de aguas residuales en zonas residenciales donde la construcción de la red por gravedad es problemática. Además se pueden incluir aguas residuales de origen comercial y solo una pequeña fracción de origen industrial. Estas tipo de redes son generalmente pequeñas y su diseño no incluye aportaciones de aguas procedentes de infiltraciones del terrenos ni aguas lluvias.

2.3.2 Elementos del alcantarillado

Todo sistema de alcantarillado consiste principalmente en:

- Una red de colectores o tuberías
- Otras estructuras hidráulicas para permitir el correcto funcionamiento del sistema, tales como: pozos de inspección, caja de registro, conexiones domiciliarias.

2.3.2.1 Colectores

Generalmente los materiales utilizados para tuberías de aguas residuales de origen doméstico son de cloruro de polivinilo rígido (PVC), cemento-arena, concreto simple, concreto reforzado o hierro fundido. Sin embargo en la actualidad nuestro país utiliza más el PVC y el hierro fundido.

El PVC es un material que no se inflama fácilmente y que puede unirse con pegamento. Disminuye su resistencia cuando se aumenta de temperatura y puede ser utilizado para alcantarillado de aguas residuales y conexiones domiciliarias. Mientras que el hierro fundido, es un material resistente a muchos tipos de residuos químicos y puede soportar cargas externas pesadas, por lo cual son utilizadas para redes de alcantarillado sujetas a cargas extremas al igual que para drenar en terrenos normales y agresivos.

Los conectores tienen su propia clasificación, como se muestra a continuación:

- *Colectores terciarios*: son tuberías de diámetro pequeño que pueden estar enterradas debajo de veredas y conectadas a acometidas domiciliarias.
- *Colectores secundarios*: son colectores que recogen las aguas residuales de los colectores terciarios y los conducen a los colectores principales. Se ubican enterradas en las vías públicas.
- *Colectores principales*: son tuberías de gran diámetro que transportan las aguas servidas hasta su destino final, generalmente están ubicadas en las partes más bajas de las ciudades.

El diámetro mínimo de las tuberías se puede especificar según su función, de la siguiente manera:

TABLA 2.2 Diámetros mínimos de tuberías

<i>Tipo de tubería</i>	<i>Diámetro de tubería</i>
<i>Colectores de pasajes peatonales</i>	6" (PVC, longitud \leq 100m)
<i>Acometidas domiciliarias</i>	6"
<i>Colectores terciarios</i>	8"

FUENTE: Norma técnica de ANDA

En los tramos de conexión domiciliar la profundidad de tuberías será de 1.20 a 3.00m para protegerlas de variaciones de carga viva o de impacto. Si el espesor es menor a 1.20m deberá colocarse losetas de hormigón armado sobre muros laterales de mampostería y a profundidades mayores de 3.00m se diseñarán colectores superficiales paralelos para conectar las acometidas domiciliarias. Mientras que para tuberías instaladas en pasajes peatonales la profundidad mínima será de 0.8m sin necesidad de protecciones. Todo esto según la norma técnica de ANDA.

Además se debe considerar que la pendiente mínima en los tramos iniciales de la red será de 1% y en casos debidamente justificados se aceptará pendiente mínima de 0.5% siempre y cuando el colector sea de PVC y en tramos no iniciales.

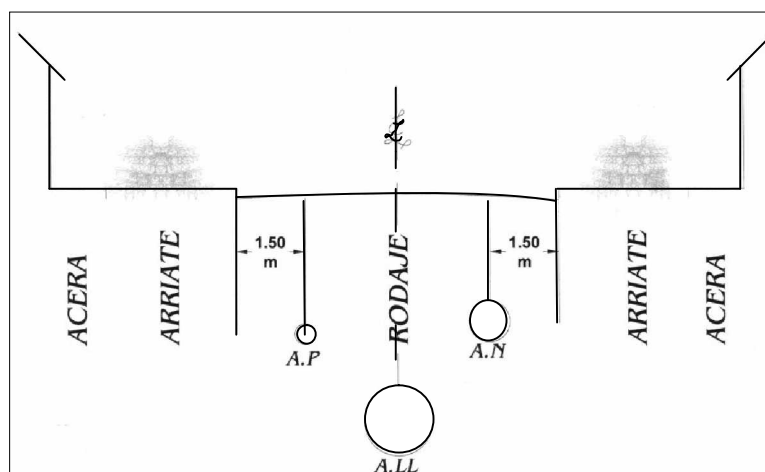


FIG 2.3 Detalle típico de ubicación de tuberías en un derecho de vía

La ubicación de las alcantarillas es al lado opuesto de los acueductos, es decir al sur de las calles y al poniente en las avenidas, a 1.5m del cordón y 0.60m en pasajes peatonales. La red de alcantarillado se diseñará de tal manera que todos los colectores queden debajo de lo acueductos con una separación mínima de 20cm.

2.3.2.2 Pozos de visita

Los pozos de visita se emplean como medio de acceso para la inspección y limpiezas, también se usan en puntos donde se producen cambios de dirección o de sección de tubería, o cuando se encuentra una considerable variación de pendiente. Así como para aforo, muestreo y análisis de aguas residuales.

Los pozos de inspección son estructuras cilíndricas cuya unión a la superficie se hace en forma tronco-cónica. El diámetro del cilindro es generalmente de 1.20m para tuberías menores o iguales a 24", y en la superficie tiene una tapa de aproximadamente 0.60m de diámetro. La tapa será de hierro fundido para tránsito vehicular y de concreto

armado en pasajes peatonales, según la norma técnica de ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados).

Sin embargo, el diámetro del pozo se puede variar según el diámetro de la tubería de salida, como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 2.3 Diámetro del pozo según el diámetro de la tubería de salida

<i>Diámetro del colector de salida</i>	<i>Diámetro del pozo</i>
<i>8"-24"</i>	1.20 m
<i>27"-30"</i>	1.50 m
<i>33"-36"</i>	1.80 m

FUENTE: *Diseño de acueductos y alcantarillados. López Cualla. 2da Edición (2000)*

Adicionalmente en la base del cilindro se localiza la cañuela, la cual se encarga de la transición entre un colector y otro. El cilindro y la reducción tronco-cónica son construidos en mampostería o con elementos de concreto, prefabricados o construidos in situ. Los pozos de visita podrán ser prefabricados siempre que se compruebe su funcionalidad y resistencia.

La distancia máxima entre pozos de visita, en tramos rectos, no excederá de 100m si el diámetro de la tubería es menos o igual a 24", esto es según la norma técnica de ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado).

En los puntos en que las tuberías secundarias se interceptan con alguna alcantarilla más profunda, se puede economizar la excavación manteniendo la tubería a un nivel superior y estableciendo una caída vertical en el pozo de visita. A éstas cámaras se les conoce como caja de sostén y permite que la tubería de la alcantarilla atraviese la pared del

pozo de inspección, lo que permite su limpieza. El fondo se dispone de modo que las aguas caigan en un canal inclinado, sin salpicar y sin que puedan sedimentarse los sólidos arrastrados.

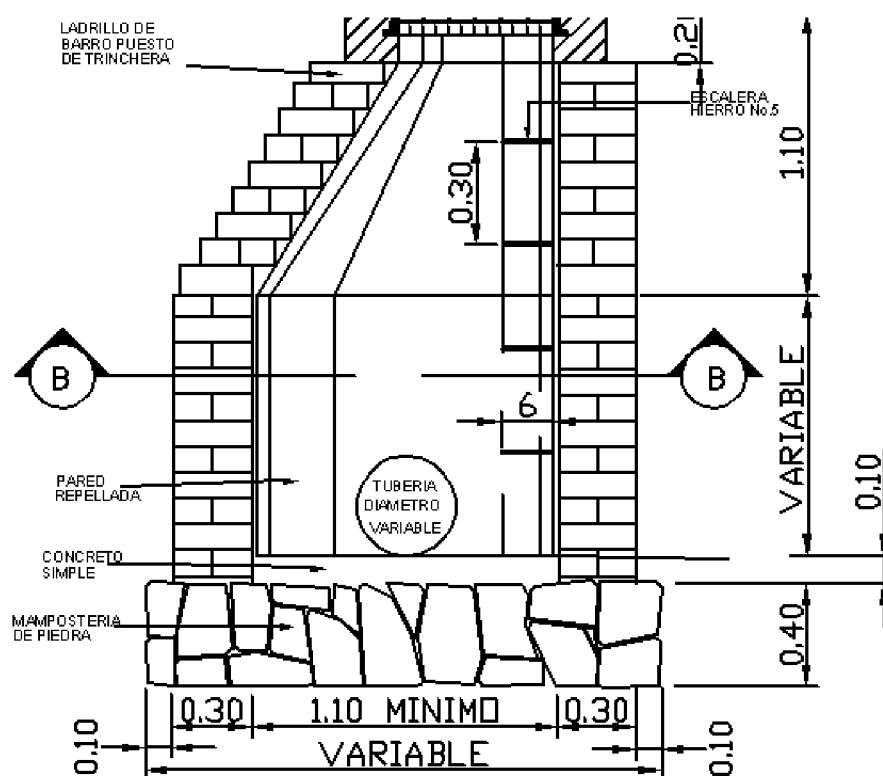


FIG 2.4 Cambio de pendiente y D_s menor de 24"

Para esto la norma de ANDA nos dice que si la tubería entrante alcanza al pozo de visita a más de 1.00m sobre el nivel del fondo, se construirá un pozo con caja de sostén en el cual la caída no excederá de 4.00m y hasta 7.50m si se usan cajas dobles. Y cuando se desemboquen tuberías de diferente diámetro en un pozo de visita, la de menor diámetro tendrá una caída mínima igual a la mitad del diámetro mayor.

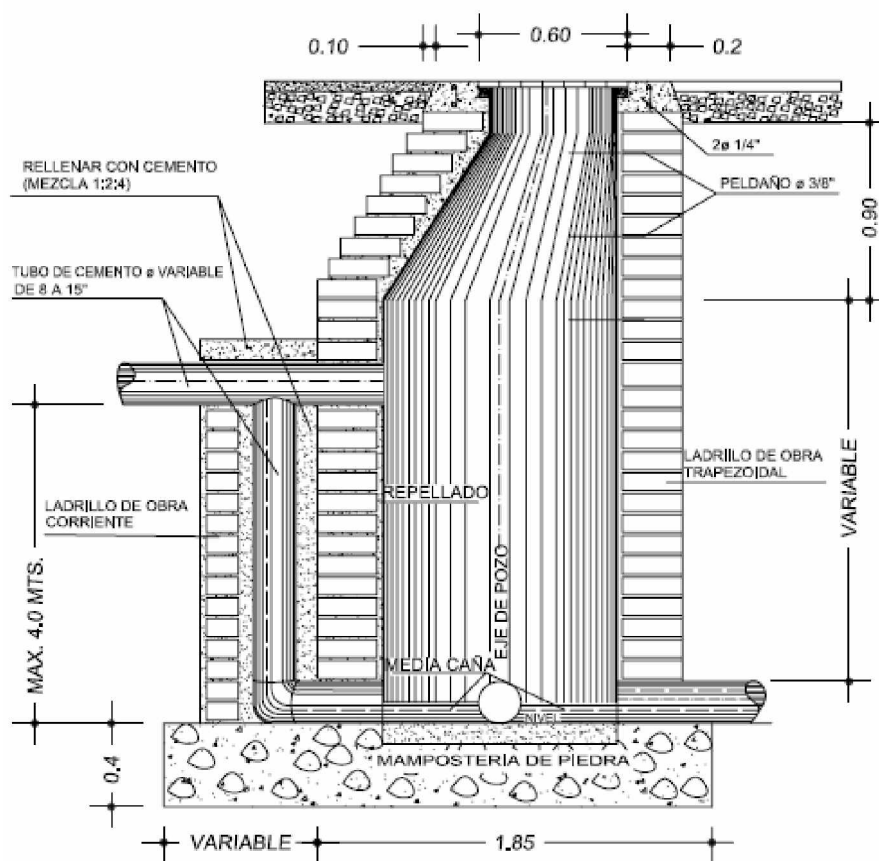


FIG 2.5 Pozo de inspección con caja de sostén

2.3.2.3 Cajas de Inspección

Son estructuras que conectan a las tuberías que evacuan aguas negras del interior de los edificios a los colectores secundarios o laterales de la red. Éstas se construyen usualmente en pasajes peatonales.

La norma técnica de ANDA establece que si la cama hidráulica del pozo se encuentra a una profundidad mayor de 1.40m se construirá un pozo de diámetro interno igual a 1.10m, pero si la profundidad es menor se construirá una caja de 1.00x1.00 (m) según modelo de ANDA.

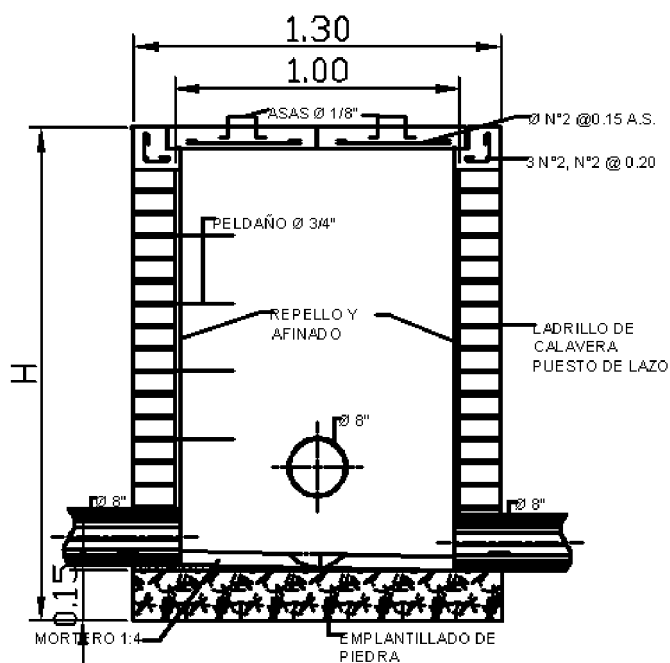


FIG 2.6 Detalle de caja
de registro

2.3.2.4 Conexiones domiciliarias

Son llamadas también como acometidas, las cuales son tuberías de pequeño diámetro (6 pulgadas) que van desde los edificios o viviendas hasta la alcantarilla pública de la calle.

El diámetro mínimo de las conexiones de los edificios o viviendas es de 6 pulgadas. 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.

Las conexiones domiciliarias no se conectarán a pozos de visita ni a colectores cuya profundidad exceda los 3.00m, según la norma técnica de ANDA.

2.3.3 Metodología de diseño de la red de alcantarillado

Para la realización de un diseño de sistema de alcantarillado se debe desarrollar una serie de pasos, los cuales se describen a continuación:

a) Estudios previos.

Los proyectistas deben tener información sobre la localización de los posibles obstáculos tales como: conducciones de agua, gas, eléctricas, telefónicas y otras estructuras.

Esta etapa se logra realizando visitas de campo al lugar, donde además de observar lo antes mencionado se debe analizar las condiciones en que se encuentra el sector y evaluar la problemática por la que atraviesa la población.

Asimismo, se ha de seleccionar las zonas de posible ubicación para la planta de tratamiento y evacuación de los residuos. En general suelen existir planos de las calles y que incluyen accidentes topográficos más importantes, pero en caso de que no haya planos disponibles, se deberá realizar un levantamiento topográfico.

b) Información topográfica

La realización de diseño de sistema de alcantarillado se requiere conocer las características de los pavimentos de las calles, la localización de las estructuras existentes, los perfiles longitudinales de las calles e indicar el número de viviendas en cada tramo.

La escala de los planos suele variar entre 1:1000 y 1:3000 según el detalle deseado y a menos que el terreno sea totalmente plano, deben incluirse las curvas de nivel, así como la elevación geodésica de los puntos de intersección de las calles (PI) y también de los puntos

relevantes de las curvas verticales presentes en las vías. Para esto es necesario que en el momento de realizar el levantamiento topográfico se señalen las intersecciones de las calles, los cambios bruscos de pendiente y las estructuras existentes que afecten a las alcantarillas.

c) Determinación del periodo de diseño y vida útil del proyecto.

El período económico de servicio de una estructura depende de su vida útil, costo inicial, facilidad de ampliación y posibilidad de obsolescencia.

La norma técnica de ANDA para éste tipo de proyectos, el período de diseño mínimo es de 20 años.

d) Cálculo de la población de diseño

Luego de determinar el período de diseño del proyecto lo más difícil es estimar la población futura, la cual será el 100% o un porcentaje menor, según sea el caso, determinado por limitaciones de orden físico o legal que restrinjan el desarrollo de áreas de la ciudad y de sus habitantes.

Para obtener este dato se cuenta con varios métodos para su cálculo, sin embargo solo se describirán los dos casos que se utilizarán en este trabajo.

- *Método Aritmético.*

Este método supone que el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de éste, el crecimiento es lineal. Matemáticamente se expresa de la siguiente manera, si P es la población y T es el tiempo, entonces:

$$\frac{dP}{dT} = k_a$$

Integrando entre los límites del último censo (uc) y el censo inicial (ci) se tiene:

$$k_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}}$$

En donde:

- k_a = pendiente de la recta
- P_{uc} = población del último censo
- T_{uc} = año del último censo
- P_{ci} = población del censo inicial
- T_{ci} = año del censo inicial

Podrá tomarse un valor de k_a promedio entre los censos o un k_a entre el primer censo y el último censo disponible. Por lo tanto la ecuación de proyección de población será:

$$P_f = P_{uc} + k_a(T_f - T_{uc})$$

En donde:

- P_f = población proyectada
- T_f = año de la proyección

- *Método de Crecimiento Geométrico.*

El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de ésta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el de interés compuesto, el cual se expresa así:

$$P_f = P_{uc}(1+r)^{T_f - T_{uc}}$$

En donde r es la tasa de crecimiento anual. Tomando logaritmos a ambos lados de la ecuación se obtiene la ecuación de proyección de población:

$$\log P_f = \log P_{uc} + (T_f - T_{uc}) \log(1+r)$$

Por otra parte, reemplazando los valores del último censo y del censo inicial en la ecuación anterior se obtiene la tasa de crecimiento anual:

$$\log(1+r) = \frac{\log\left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)}{T_{uc} - T_{ci}}$$

Este último valor se sustituye en la ecuación de proyección de población para obtener el cálculo final.

e) Designación del consumo de agua y caudal de diseño.

Para establecer el caudal de diseño es necesaria primero determinar el consumo de agua, el cual se conoce como el volumen de agua utilizado por una persona en un día y se expresa en litros por habitantes y por día (L/hab/d).

La norma técnica de ANDA dispone una dotación doméstica urbana de 80 a 350 L/hab/d. En donde la dotación total deberá incluir además de la dotación doméstica el consumo comercial, público, etc.

El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del periodo de diseño más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.20 L/s/ha para tubería de cemento y 0.10 L/s/ha para tubería de PVC.

TABLA 2.4 Consumos Específicos

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

FUENTE: Norma técnica de ANDA

La capacidad de las tuberías será igual al caudal de diseño multiplicado por un factor, el cual dependerá de la magnitud de variaciones del caudal así:

TABLA 2.5 Factores según el diámetro del colector

<i>Ø</i> COLECTOR	FACTOR	<i>Ø</i> COLECTOR	FACTOR
8" ≤ <i>Ø</i> ≤ 12"	2.00	36"	1.40
15"	1.80	42"	1.35
18"	1.60	48"	1.30
24"	1.50	Interceptores o emisarios	1.20
30"	1.45		

FUENTE: Norma técnica de ANDA

f) Cálculos hidráulicos

Estos cálculos se realizarán por medio de la fórmula de Chezy-Manning, la cual se expresa así:

$$V = \frac{(R^{2/3} S^{1/2})}{n}$$

En donde:

- V = Velocidad media (m/s)
- R = Radio hidráulico (tubería llena = D/4)
- S = Pendiente o gradiente hidráulico
- n = Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad n será de 0.015 para colectores de cemento-arena o concreto y de 0.011 para PVC.

Para identificar las velocidades límites se considerará tubo lleno, según la norma técnica de ANDA, sin embargo podrá diseñarse a caudal real para permitir pendientes mayores en el caso de PVC o similar.

La velocidad mínima real para colectores primarios y secundarios es de 0.50 m/seg a caudal de diseño durante el primer año de funcionamiento. Mientras que las velocidades máximas son de 5.0m/s en PVC, 4.0m/s en hierro fundido y 3.0m/s en tuberías de concreto.

g) Proyecto definitivo

Lo conforman los cálculos necesarios para determinar las pendientes, dimensiones y capacidades de la red de alcantarillado y de sus

instalaciones. Además se incluye los planos con la red de alcantarillado sobre la planimetría del lugar así como los perfiles correspondientes de cada calle y avenida.

En este proceso se adicionan las especificaciones técnicas y presupuesto del diseño de alcantarillado.

2.3.4 Consideraciones generales de diseño

Los puntos más importantes en un diseño de alcantarillado sanitario son el cálculo correcto del tamaño de la alcantarilla y su pendiente, para que este sistema logre soportar el caudal máximo previsto así como conservar una velocidad adecuada que permita mantener los sólidos en suspensión.

El flujo líquido en una tubería puede ser con superficie libre o bajo presión, lo que depende de si la conducción fluye llena o no. Sin embargo, las alcantarillas se proyectan esperando que fluyan llenas solamente en condiciones de flujo máximo, por lo tanto, se considera que la condición normal de flujo es la de un canal con una superficie de agua libre en contacto con el aire. Cuando las alcantarillas van llenas lo hacen generalmente a poca presión, excepto en el caso de tuberías forzadas y sifones invertidos.

2.3.5 Pruebas de funcionamiento de la red

En todos los documentos contractuales debe incluirse la realización de pruebas de recepción de las alcantarillas sanitarias por gravedad. Las pruebas más utilizadas son la prueba con agua y la prueba con aire a baja presión, en tramos no mayores de 300m, las cuales sirven para reparar problemas rápidamente. Estas se deben realizar

inmediatamente después del relleno de zanjas, dejando destapadas las uniones y juntas para poder observar posibles fugas.

2.3.5.1 Prueba con agua

Para esta prueba se utilizan dos métodos según la ubicación del nivel freático: la prueba de infiltración la cual se aplica cuando el nivel freático esta a una altura de 0.3 a 0.6m por encima de la tubería, mientras que la prueba de exfiltración se usa cuando el nivel freático está demasiado bajo para efectuar la prueba de infiltración. En ambos casos se debe realizar cuando los tramos están recién construidos.

En la prueba de infiltración se tapa el extremo superior del tramo a probar y se coloca un vertedero triangular en el pozo de visita del extremo inferior, esto con el objeto de corroborar el caudal de agua que pasa por él. Hay que hacer un número suficiente de lecturas para poder saber con suficiente certeza el caudal medio de infiltración en el tramo.

En la prueba de exfiltración se tapan ambos extremos del tramo en estudio así como los dos pozos de inspección respectivos, el tramo se llena de agua hasta un nivel predeterminado y la tasa de pérdida se calcula en función del descenso del nivel del agua durante un período suficientemente largo de tiempo. También puede determinarse a partir de la medición del volumen de agua que es necesario suministrar al sistema para se mantenga el nivel inicial.

El criterio utilizado para la recepción del tramo de alcantarillado es una tasa de pérdidas, expresada en litros sobre milímetro de diámetro por kilometro y por día, con los materiales que actualmente existen en el mercado se espera una tasa $\leq 20 \text{ l/mm*km*día}$.

2.3.5.2 Prueba con aire a baja presión

Este método se realiza con mayor facilidad y rapidez, por lo que es más utilizado por los ingenieros, y aunque no hay una correlación directa entre la pérdida de aire y agua, se cree que una alcantarilla que supere una prueba de aire puede superar una con agua.

En la realización de la prueba con aire se tapan los dos extremos del tramo comprendido entre pozos de registro como se muestra en la figura 2.7, al mismo tiempo que todos los dispositivos tapados se refuerzan para asegurar de que resistirán la presión interior esperada, luego se introduce aire en el tramo de prueba a una presión superior a la máxima ejercida por el agua freática que pueda rodear la alcantarilla, una vez que se ha establecido la presión en el interior del tramo se desconecta rápidamente el suministro de aire y se mide el tiempo transcurrido hasta que la presión descienda una cantidad prefijada.

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

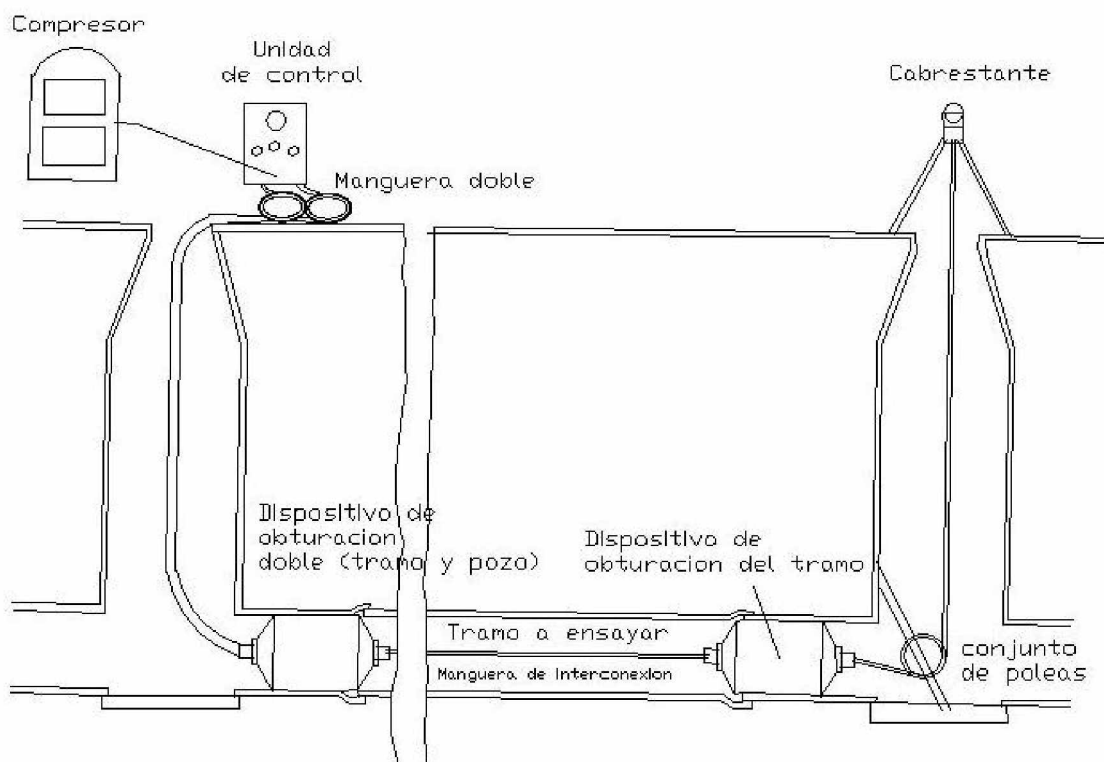


FIG 2.7 Prueba de una alcantarilla con aire a baja presión en un tramo completo entre pozos de registro

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

$$t_q = \frac{0.0032}{Q} (d_1^2 L_1 + d_2^2 L_2 + \dots + d_n^2 L_n)$$

$$t_q = \frac{1.0184}{q} \left[\frac{(d_1^2 L_1 + d_2^2 L_2 + \dots + d_n^2 L_n)}{(d_1 L_1 + d_2 L_2 + \dots + d_n L_n)} \right]$$

Donde:

t_0 y t_q : tiempo requerido para una caída de presión desde 24 a 17.1KN/m²

Q: 56.7 L/min o pérdida de aire

q: 0.913 L/min.m² de superficie interior del conducto o pérdida de aire

d: diámetro del conducto en el tramo de prueba, mm

L: longitud del tramo de prueba, m

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

Cuando se utiliza el método de prueba por aire a baja presión, los pozos de registro deben ser sometidos a pruebas independientes debido a que los mismos no están incluidos en el de los tramos.

2.4 Tratamiento de las aguas negras

Tratamiento de aguas residuales es el conjunto de operaciones unitarias de tipo físico, químico o biológico cuya finalidad es la eliminación o reducción de la contaminación o las características no deseables de las aguas residuales —llamadas, en el caso de las urbanas, aguas negras. La finalidad de estas operaciones es obtener unas aguas con las características adecuadas al uso que se les vaya a dar, por lo que la combinación y naturaleza exacta de los procesos varía en función tanto de las propiedades de las aguas de partida como de su destino final.

Al final del alcantarillado sanitario, es importante ubicar una planta de tratamiento. Para escoger el tipo de tratamiento, es importante considerar:

- Las leyes nacionales
- Las metas de protección de la *salud* y el ambiente
- Factores económicos: recuperación de costos de construcción y operación
- Terrenos disponibles y valor de los mismos
- Capacidades de operación y mantenimiento

El nivel de tratamiento recomendable dependerá del uso final de las aguas tratadas y también se relacionará con la economía. Por ejemplo, si el agua tratada se utilizará para riego, los nutrientes (nitrógeno y fósforo) son un beneficio, por lo que es mejor no removerlos del agua.

Además, es recomendable considerar y planificar un espacio físico para posibles ampliaciones de la planta de tratamiento en el futuro, debido que puede existir un incremento en el caudal o puede necesitarse un nivel de tratamiento adicional.

2.4.1 Procesos de tratamiento para las aguas negras

Los contaminantes en suspensión, coloides y disueltos (orgánicos e inorgánicos) en las aguas residuales se pueden separar físicamente, transformarse por medios biológicos o someterse a modificaciones químicas. Sin embargo, en el proceso de diseño se debe seleccionar la combinación más apropiada de estos procesos, con el fin de transformar las características iniciales del agua residual a niveles aceptables para cumplir con las normas de vertimiento. Por consiguiente, se presentan

combinaciones diversas de procesos unitarios en los distintos sistemas de tratamiento.

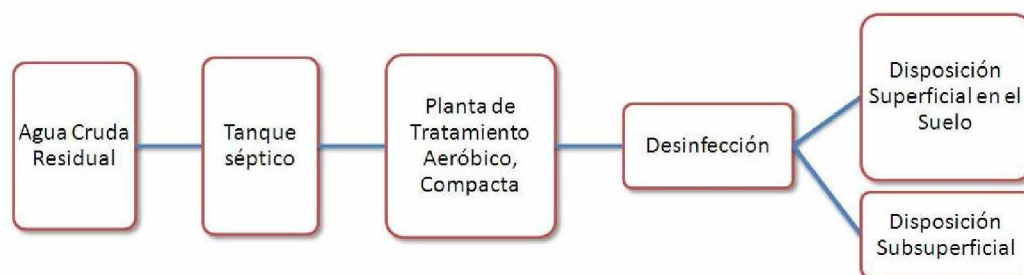


FIG 2.8 Sistema de tratamiento compacto, desinfección del efluente con cloro o radiación UV y vertimiento superficial en el suelo o descarga subsuperficial.

En el diagrama de flujo de las aguas residuales que se muestra en la Figura 2.8, se presenta una planta de tratamiento con una configuración que ilustra la combinación de diversas operaciones y procesos unitarios.

2.4.1.1 Proceso biológico

Los objetivos del tratamiento biológico son reducir el contenido de materia orgánica de las aguas, disminuir su contenido en nutrientes, y eliminar los patógenos y parásitos.

Los procesos biológicos se clasifican según la dependencia del oxígeno por parte de los microorganismos fundamentalmente responsables del tratamiento de los residuos.

TABLA 2.6 Clasificación de los procesos individuales con respecto a su función metabólica.

Procesos Unitarios	Definición
Aerobios	Procesos en el tratamiento biológico que ocurren en presencia de oxígeno
Anaerobios	Procesos en el tratamiento biológico que ocurren en ausencia de oxígeno
Anóxicos	El proceso por medio del cual el nitrógeno de los nitratos se convierte biológicamente en nitrógeno gaseoso en ausencia de oxígeno. Este proceso se conoce también como denitrificación anóxica
Facultativos	Procesos de tratamiento biológico en los cuales los organismos pueden actuar en presencia o ausencia de oxígeno molecular
Combinados	Combinaciones diferentes de procesos aerobios, anaerobios y anóxicos agrupados con el fin de conseguir un objetivo particular

FUENTE: Tratamiento de Aguas Residuales en pequeñas poblaciones, Crites & Tchobanoglous.

Entre los procesos aerobios podemos mencionar: 1) lodos activados, que se usa casi exclusivamente en las grandes ciudades; 2) filtros percoladores, más frecuentes en ciudades pequeñas y para aguas residuales industriales muy cargadas; 3) estanque de estabilización aerobios, que se utilizan en ciudades pequeñas que disponen de grandes superficies de terreno.

El sistema de depuración de aguas residuales usado con mayor frecuencia desde la década del 60 es el tratamiento biológico, y de hecho se asume, demasiadas veces, como la única alternativa posible. Los argumentos a su favor mencionan el bajo costo de mantenimiento y el ser considerado un proceso ecológico, a pesar de las enormes cantidades de recursos que se consumen (electricidad y obra civil).

2.4.1.2 Proceso químico

El objetivo del tratamiento químico, es la precipitación de la materia orgánica e inorgánica, presente en el agua residual, mediante la adición de coagulantes químicos, siendo los principales reactivos usados, los coagulantes trivalentes de aluminio y hierro.

Los procesos químicos que más se aplican para aguas residuales municipales son: la precipitación y la desinfección.

- Precipitación Química o Coagulación

La precipitación química en el tratamiento de las aguas residuales lleva consigo la adición de productos químicos con la finalidad de alterar el estado físico de los sólidos disueltos y en suspensión y facilitar su eliminación por sedimentación. En algunos casos la alteración es pequeña, y la eliminación se logra al quedar atrapados dentro de un precipitado voluminoso constituido, principalmente, por el propio coagulante.

Los procesos químicos, juntos con algunas operaciones físicas unitarias se usan para proporcionar un tratamiento secundario completo a las aguas residuales no tratadas, incluyendo la eliminación del nitrógeno, del fósforo o de ambos a la vez.

Esta operación debe hacerse en una zona de mezcla instantánea donde el coagulante sea difundido en forma rápida y homogénea. Esta puede ser una canaleta Parshall o una cámara de mezcla provista de un agitador con un tiempo de permanencia del agua de 3 a 5 min.

- Desinfección

Las tres clases de organismos entéricos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, virus y quistes amebianos. Las enfermedades bacterianas típicas transmitidas por el agua son: tifus, cólera, paratífus y disentería bacilar. Mientras que las enfermedades causadas por virus, transmitidas por el agua, incluyen entre otras, la poliomielitis y la hepatitis infecciosa. Es por esto, la necesidad de una desinfección, la cual consiste en la destrucción selectiva de los organismos causantes de enfermedades. Sin embargo, no todos los organismos se destruyen durante el proceso. Esto es lo que diferencia la desinfección de la esterilización, la cual conduce a la destrucción de todos los organismos.

De todos los desinfectantes químicos, el cloro es quizá el más utilizado en todo el mundo, debido a que presenta una serie de características de desinfectante químico ideal, entre las cuales destaca su disponibilidad en grandes cantidades a precio razonable.

2.4.1.3 Proceso físico

El objetivo del tratamiento físico es la remoción de residuos de gran tamaño de las aguas residuales provenientes de residencias, ya que éstos pueden interferir con los equipos y procesos de tratamiento de aguas abajo.

Entre las operaciones unitarias físicas que se aplican al tratamiento de aguas residuales se encuentran las siguientes:

- Sedimentación

Sedimentación es el término aplicado a la separación de las partículas suspendidas con peso específico mayor al del agua por acción de la fuerza de gravedad y es una de las operaciones unitarias más utilizadas en el tratamiento de aguas residuales.

La sedimentación se usa para la remoción de arenas en unidades de pretratamiento, de SST en sedimentadores primarios, de flóculos biológicos en sedimentadores de lodo activado y de flóculos químicos formados en el proceso de coagulación con agentes químicos. Asimismo se usa para la concentración de sólidos en espesadores de lodos. En la mayoría de los casos, el propósito fundamental es obtener un efluente clarificado, pero también es necesario producir un fango con una concentración de sólidos que pueda ser manejado y tratado con facilidad.

- Tamizado Grueso

Por lo general es la primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales, en el cual se emplean equipos para interceptar y retener sólidos gruesos presentes en el agua residual cruda; estos equipos constan, en esencia, de barras o varillas paralelas que conforman un reja, generalmente con una separación entre barras superior a 12.5 mm. Rejillas de limpieza manual se emplean con bastante frecuencia en plantas de tratamiento pequeñas; los sólidos que son removidos por las rejillas se colocan sobre una bandeja perforada para su deshidratación, están compuestos básicamente por gravas, ramas, trozos de madera, hojas de arboles, papel, raíces de arboles, plásticos y trapos; también puede quedar retenida materia orgánica. La cantidad y características de los residuos recolectados por el tamizado,

para su posterior disposición, varía dependiendo del tipo de rejilla usada, la separación entre barras y la ubicación geográfica de la comunidad a la que se le tratan sus aguas residuales.

- Flotación

La flotación es una operación unitaria usada para separar sólidos o líquidos contenidos en una fase líquida. La flotación al igual que la sedimentación es una forma de separación por gravedad, en la cual las partículas con peso específico menor al del agua flotarán, y serán removidas por barrido de la superficie. También puede conseguirse esta separación introduciendo finas burbujas de gas (generalmente aire) en la fase líquida, que se adhieren al material particulado y, gracias a la fuerza ascensional, el conjunto partícula-burbuja de gas sube hasta alcanzar la superficie del líquido. De esta forma es posible lograr que floten partículas con densidad mayor a la del líquido; además, se favorece la ascensión a la superficie de partículas con densidad menor a la del líquido. El desempeño de la flotación se puede mejorar aplicando aditivos químicos.

En tanques sépticos y tanques Imhoff se usa la flotación natural no asistida en la remoción de grasas y aceites; aunque también ocurre algo de flotación asistida como consecuencia de la formación y liberación de gases.

2.4.2 Métodos de tratamiento de aguas residuales

La elección de los métodos y procesos de tratamiento depende de los constituyentes a remover así como también del grado de remoción requerido antes que el agua residual tratada pueda ser vertida al medio ambiente.

Los componentes básicos del tratamiento de aguas residuales se presentan en la siguiente figura:

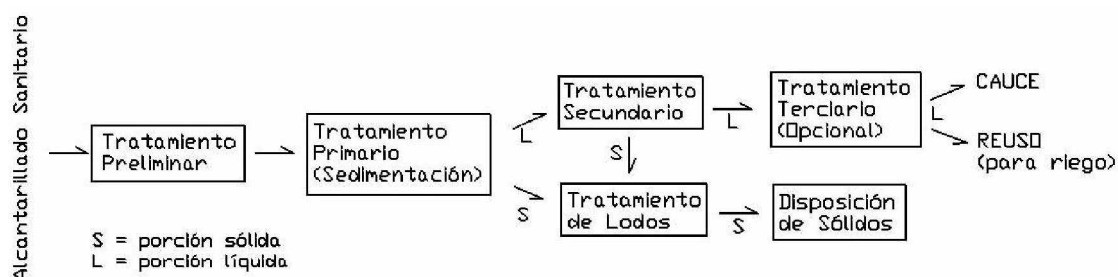


FIG 2.9 Componentes básicos del tratamiento de aguas residuales.

2.4.2.1 Tratamiento preliminar

El agua residual contiene por lo general sólidos en suspensión de diferente tamaño, como por ejemplo los desperdicios sólidos generados en la cocina, pañales, colillas de cigarrillos, elementos profilácticos, piezas de plásticos y una gran variedad de otros materiales como arenas y gravas. El objetivo del tratamiento preliminar o primario es acondicionar el agua residual para ser tratada en las siguientes etapas del proceso de tratamiento, removiendo y reduciendo la acumulación de materiales que pueden interferir con los procesos ubicados aguas abajo del tratamiento preliminar. La presencia de gravas y arenas representa un problema debido a que se acumulan en los tanques de tratamiento, afectando su funcionamiento, similar efecto negativo tiene la presencia de grasas y aceites al reducir la eficiencia de los procesos biológicos de tratamiento.

El objetivo de esta etapa del tratamiento se logra a través de una secuencia de unidades de tratamiento encargadas de modificar la distribución del tamaño de las partículas presentes en el agua residual.

Las principales operaciones y procesos empleados en esta fase inicial se muestran a continuación:

- Sistema de rejillas
- Desarenadores
- Tanques separadores de grasa

2.4.2.1.1 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. En las rejillas de tipo manual debe prestarse especial atención a posibles problemas de atascamiento de las mismas, lo cual puede generar reboses y desbordamientos.

La longitud de la reja de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano, mientras que sus barras deben tener claros libres entre 1.0 y 5.0 centímetros, comúnmente 2.5cm. Además, serán colocadas en un ángulo de 30 o 60 grados respecto al plano horizontal.



FIG 2.10 Foto de uso de rejillas.

La reja estará soldada a unas barras de separación situadas en la cara posterior, fuera del recorrido de los dientes del rastrillo, y encima de la reja se colocará una placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su secado y luego ser enterrados o incinerados. En la figura 11 se muestra una reja de limpieza manual típica.

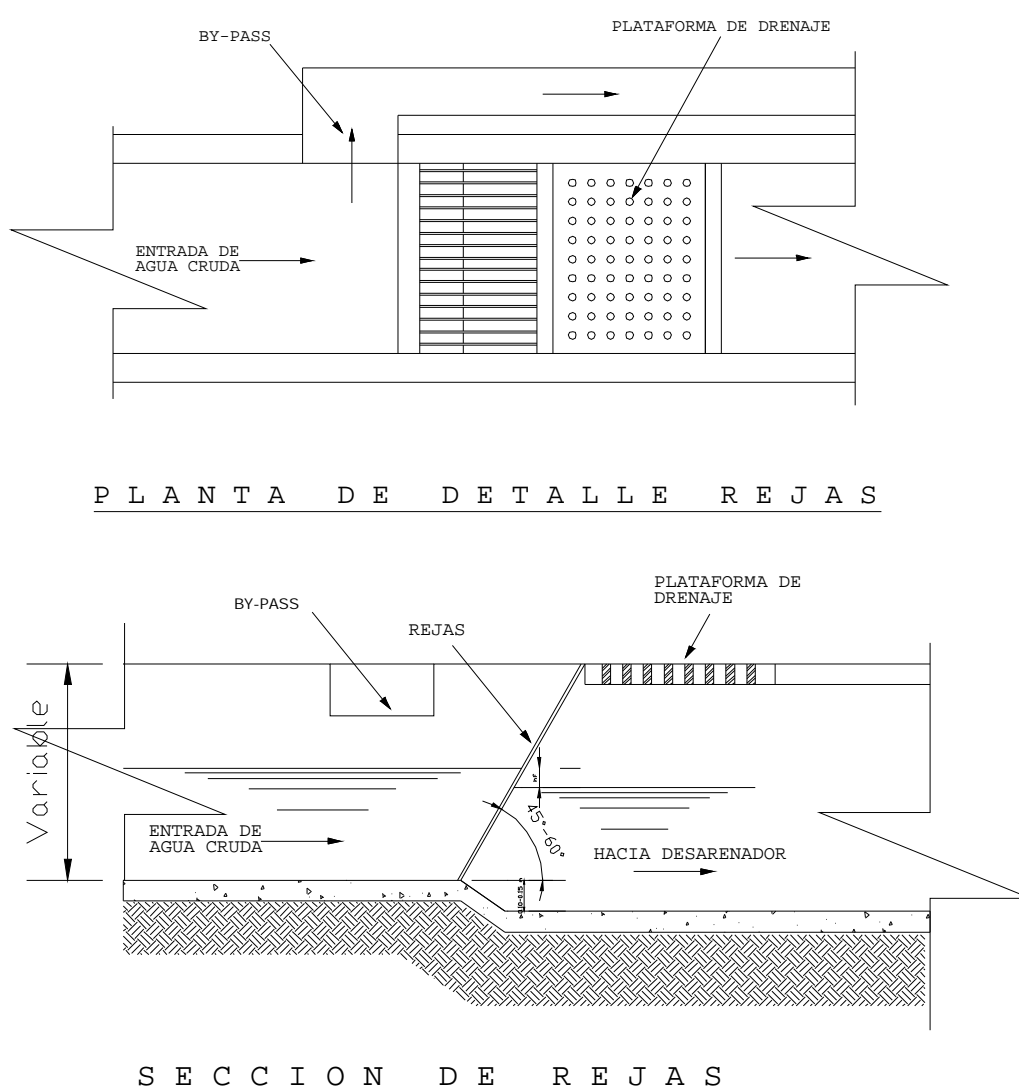


FIG 2.11 Reja típica de limpieza manual.

El canal donde se ubica la reja debe proyectarse de modo que se evite la acumulación de arena y otros materiales pesados en el mismo antes y después de la reja. La solera puede ser horizontal o bien tener pendiente hacia la reja, asimismo es conveniente achaflanar la unión con las paredes laterales. Preferiblemente, el canal deberá ser recto, perpendicular a la reja para procurar una distribución uniforme de los sólidos en la sección transversal al flujo y sobre la reja.

Para procurar suficiente superficie de reja para la acumulación de residuos en los períodos entre operaciones de limpieza, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a 0.45m/s a caudal medio, aproximadamente⁴.

2.4.2.1.2 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 Según Metcalf & Eddy, Inc. Ingeniería de Aguas Residuales. Tercera Edición. Editorial McGraw-Hill

El sistema más utilizado para extraer la arena es el desarenador rectangular de flujo horizontal, el cual está conformado por una caja o canal, en donde la velocidad disminuye lo suficiente para que las partículas se separen del líquido por gravedad. Normalmente se construye dos canales en forma paralela con la intención de dejar funcionando un canal mientras el otro se limpia.



FIG 2.12

Desarenadores de flujo horizontal dobles

El diseño de los desarenadores de flujo horizontal debe ser tal que, bajo las condiciones más adversas, se proporcione el tiempo suficiente para que las partículas más ligeras de arena alcancen el fondo del canal antes de su extremo de salida. Los desarenadores operan en la práctica a velocidades cercanas a 0.3 m/s.

La longitud del canal está regida por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. Mientras que el área de la sección transversal lo será por el caudal y el número de canales. Deberá preverse cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida,

recomendándose un mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad máxima de flujo. A veces se usa una longitud adicional máxima de 50% de la longitud teórica.

En plantas pequeñas es común realizar la limpieza de los desarenadores sin requerir de equipo mecanizado. La forma más común de disponer arenas provenientes de pequeñas plantas de tratamiento es el relleno sanitario. La arena extraída puede contener un 50% o más de materia orgánica; una inapropiada disposición ocasionaría la proliferación de insectos y roedores, su descomposición será rápida, liberando malos olores y atrayendo insectos, principalmente moscas, como consecuencia de la formación de ácidos orgánicos volátiles.

2.4.2.1.3 Tanques separadores de grasas

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.

La finalidad de los separadores de grasa es la separación del agua residual de las sustancias más ligeras que tienden a flotar. El material recogido en la superficie de los tanques separadores de grasas incluye aceite, grasa, jabón, astillas, residuos vegetales, etc. Esta operación puede conseguirse en un tanque especial o combinarse con la sedimentación primaria, lo que dependerá del proceso y naturaleza del agua residual. La mayoría de los separadores de grasa son rectangulares

o circulares y están provistos para un tiempo de retención de 1 a 15 minutos.

2.4.2.2 Tratamiento primario

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
- Tanque Imhoff
- Sedimentadores primarios (o primario avanzado)

2.4.2.2.1 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.

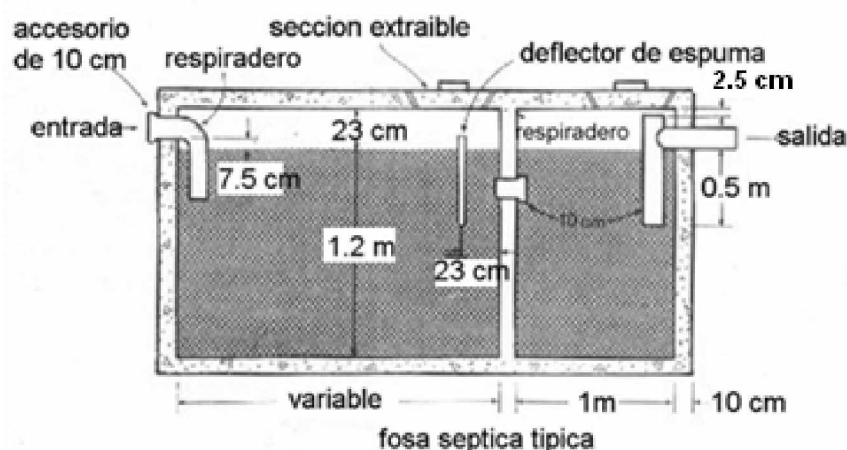


FIG 2.13 Fosa séptica de dos cámaras

Dicho efluente se encuentra en condiciones sépticas y aun lleva consigo un alto contenido de materia orgánica disuelta y suspendida, por lo que requiere un tratamiento posterior. En la figura 2.13 se puede observar una fosa séptica típica.

Se utilizan principalmente para el tratamiento de aguas residuales de residencias individuales. En las zonas rurales o en escuelas y casas de campo.

Hay algunas situaciones en las cuales prevalecen razones técnicas para la adopción de éste tipo de tratamiento, como es el caso de condiciones topográficas adversas, en el cual no se puede drenar el agua residual hacia colectores primarios o redes secundarias. También se presentan situaciones en las que es anti-económico el tratar de evacuar las aguas residuales hacia las redes existentes por estar muy distantes uno del otro.

2.4.2.2.2 Tanque Imhoff

Es una unidad de confinamiento de sedimentación de dos niveles. Se le utiliza como estanque de sedimentación en el compartimiento superior y cámara de digestión anaerobia en el compartimiento inferior. Los tanques Imhoff convencionales son unidades rectangulares o circulares que no cuentan con calentamiento. Sin embargo, los tanques circulares son particularmente adecuados para comunidades pequeñas.

Como se observa en la figura 2.14, 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.

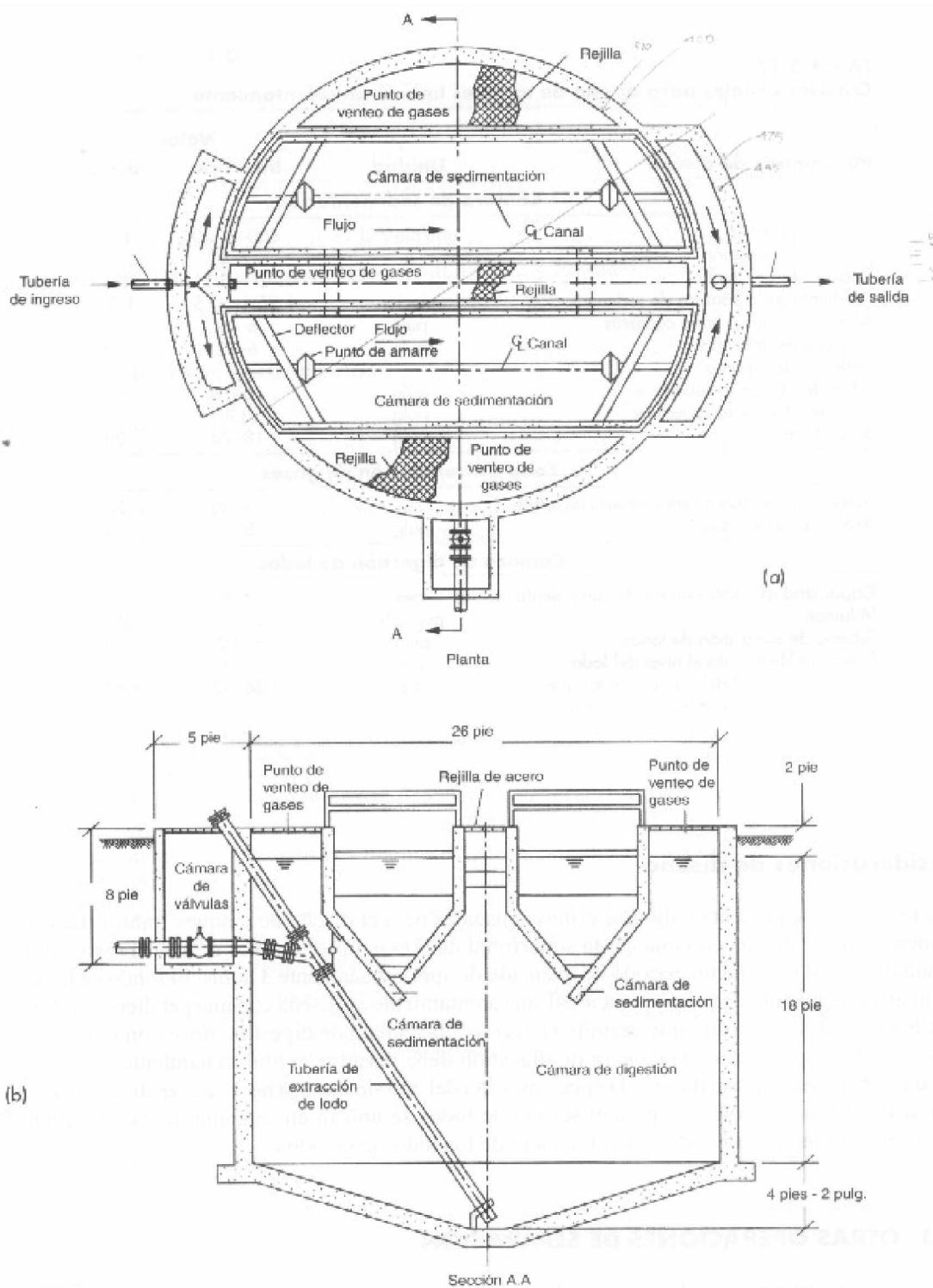


FIG 2.14 Tanque Imhoff circular. (a) planta, (b) sección transversal.

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.

Dentro del diseño de Tanques Imhoff los criterios más usuales son:

- La cámara de sedimentación se diseña con una carga superficial de $24.4 \text{ m}^3 / \text{dia.m}^2$ a caudal medio y un periodo de retención de 3 horas aproximadamente.
- El fondo de la cámara de sedimentación para un tanque convencional se diseña con una pendiente de 1.4 vertical por 1 horizontal.
- La abertura que permite que los sólidos accedan a la cámara de digestión debe tener como mínimo 150 mm. De tal manera que puedan instalarse varios compartimientos de sedimentación por encima de uno de digestión, el cual deberá permitir el almacenamiento de lodos por un periodo de 6 meses.

2.4.2.2.3 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). En estos casos la inclinación de las paredes de las tolvas de lodo será de por lo menos 60 grados con respecto a la horizontal. La remoción de los lodos es por lo general hidrostática y no requiere de equipos.

Cuando se diseñan tanques convencionales de sedimentación sin datos experimentales se utilizan los siguientes criterios de diseño⁵:

- Los canales de repartición y entrada a los tanques debe ser diseñados para el caudal máximo horario.
- Los requisitos de área deben determinarse usando cargas superficiales entre 30 y 60 m/día, basados en el caudal medio de diseño, lo cual corresponde a una velocidad de sedimentación de 1.25 a 2.5 m/hora.
- La relación largo/ancho debe estar entre 3 y 10 (recomendable 4) y la relación largo/profundidad debe ser igual o menor que 30.

⁵ Trabajo de Graduación: Diseño y construcción de un filtro anaeróbico de flujo ascendente para tratamiento secundario de aguas residuales, planta piloto. Universidad de El Salvador. Córdova Cerón, José Efraín (1992)

2.4.2.3 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:

§ Filtros percoladores

§ Estanques de Estabilización o Lagunas de Oxidación.

2.4.2.3.1 Filtros percoladores

Los filtros percoladores, consisten de un tanque rectangular o redondo, relleno de medio (piedras u otro material); el agua es distribuida arriba del medio, y baja a gravedad por él. Una sustancia viscosa y gelatinosa conteniendo bacterias y otro tipo de microorganismos se forma en la superficie del medio una vez que el filtro se encuentra operando; esta capa es la que actúa para remover sustancias orgánicas del agua. El efluente del filtro deberá pasar a través de un clarificador secundario para coleccionar la biomasa desprendida, y la sedimentación primaria es necesaria antes de los filtros para minimizar los problemas de obstrucción.



FIG 2.15 Vista de la parte superior de un filtro percolador

2.4.2.3.2 Estanques de Estabilización o Lagunas de Oxidación

Una laguna de estabilización es una masa de agua relativamente poco profunda contenida en un estanque de tierra de configuración controlada, cuya finalidad es el tratamiento de agua residual, éstas son de uso muy corriente en pequeñas comunidades, ya que sus bajos costos de construcción y funcionamiento ofrecen una notoria ventaja económica sobre otros métodos de tratamiento conocidos.

Los estanques de estabilización suelen clasificarse según la naturaleza de la actividad biológica que tenga lugar en:

- Aerobios
- Aerobios-anaerobios
- Anaerobios
- De maduración

Lagunas aerobias. Una laguna aerobia de estabilización contiene algas y bacterias en suspensión y en toda su profundidad prevalecen las condiciones aerobias (presencia de aire). Son de poca profundidad, no mas 80cm, lo que propicia la proliferación de algas, que suministran una buena parte del oxígeno necesario. Su desventaja principal es la cantidad de terreno que requieren.

Lagunas aerobio-anaerobias. En este tipo de lagunas existen tres zonas: una zona superficial donde las algas y bacterias aerobias existen en una relación simbiótica, una zona anaerobia inferior en la que los sólidos acumulados son activamente descompuestos por las bacterias anaerobias y una zona intermedia, en parte aerobia en parte anaerobia, donde la descomposición de los residuos orgánicos es llevada a cabo por las bacterias facultativas (es decir, organismos que pueden reproducirse tanto en presencia como ausencia de oxígeno), razón por la cual también se les llama lagunas facultativas.

Es el tipo de laguna más usado por su flexibilidad; requieren menos terreno que las aerobias y no producen los posibles olores de las anaerobias. Normalmente se diseñan con una profundidad entre 1.5 a 2.0 y un factor que afecta su eficiencia es la temperatura.

Lagunas anaerobias. Estas lagunas son anaerobias en toda su profundidad excepto en una capa extremadamente delgada de la superficie. Generalmente se usan como una primera depuración o pre-tratamiento. Una desventaja de este tipo de lagunas es que pueden producir malos olores esporádicamente, debido a variaciones de temperaturas, lo cual impide su localización en lugares cercanos (500m) de zonas habitadas. Suelen ser estanques de 3 a 5 metros de profundidad.

Lagunas de maduración. Estas lagunas son usadas para efluentes de lagunas facultativas o aerobias con la principal finalidad de reducir coliformes fecales, huevos de helmintos y quistes de protozoarios.

Las lagunas de oxidación se aplican solos o en varias combinaciones, al tratamiento de residuos domésticos. Las lagunas aerobia-anaerobias son el tipo más utilizado, las lagunas anaerobias son particularmente eficaces para producir una rápida estabilización de los residuos orgánicos fuertes. Por lo general, las lagunas anaerobias se usan en serie con lagunas aerobias-anaerobias que proporcionan un tratamiento completo.

2.4.2.4 Tratamiento terciario o avanzado

Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una alta calidad físico-química-biológica, al cual se le conoce como desinfección. Normalmente el tratamiento terciario está dirigido a la reducción final de la DBO, metales pesados y/o contaminantes químicos específicos y la eliminación de patógenos y parásitos.

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.

2.4.2.5 Tratamiento y disposición 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.

La necesidad de procesar el lodo es para eliminar olores desagradables, reducir o inhibir la putrefacción potencial y reducir su contenido de organismos patógenos.

Los métodos más comunes de tratamiento de lodos para instalaciones pequeñas de aguas residuales son la digestión aerobia y las lagunas de lodos. La digestión anaerobia, la oxidación química y la estabilización con cal son los métodos menos utilizados.

2.3.2.5.1 Digestión aeróbica

Los digestores aerobios se usan para tratar lodo activado en exceso, mezclas de lodo activado o de filtros percoladores con lodos primarios o lodo activado en exceso procedentes de plantas de tratamiento de lodos activados sin sedimentación primaria. Este tipo de digestión es principalmente utilizada en pequeñas plantas de tratamiento. Entre las ventajas que se le atribuyen a la digestión aerobia sobre la anaerobia están: la obtención de menores concentraciones de DBO en el líquido sobrenadante, la formación de un producto final inodoro y muy estable, la producción de un lodo con excelentes características de deshidratación, menores problemas operativos y una menor inversión de capital inicial. El principal inconveniente del proceso de digestión aerobia parece ser el elevado coste de energía asociado al suministro del oxígeno necesario.

2.3.2.5.2 Deshidratación

La deshidratación y el secado son operaciones unitarias físicas utilizadas para reducir el contenido de humedad del lodo, de forma que pueda manipularse y procesarse como un semisólido en lugar de como un líquido. Entre los métodos utilizados para deshidratar el fango

están; su extensión en patios de secado, filtración al vacío, centrifugación y filtración a presión, la elección entre estos métodos depende de las características del fango, del método de disposición final, de la disponibilidad de terreno y de los recursos disponibles.

- *Patio de secado*

Esta es la forma de tratamiento más sencilla. Se coloca el lodo en una plataforma de ladrillo cuya base está conformada por diferentes tipos de suelos y su función es filtrar el residuo líquido de los lodos. Al fondo de estos materiales se coloca un sistema de drenaje que recolecta los fluidos y los conduce hacia el punto de descarga o infiltración. Después, por medio de radiación solar, se deshidrata los lodos hasta dejarlos en forma sólida. Dependiendo del clima (temperatura solar, intensidad de lluvia, humedad de los suelos, etc.) en donde es ubicado el sistema de tratamiento, el período de secado de un patio de lodos varía de 3 a 6 meses.



FIG 2.16 Foto de pila para secado de lodos

En las plantas pequeñas se usa con mayor frecuencia este método en vez de la digestión anaerobia porque: a) la operación es relativamente fácil, b) los costos son menores, c) genera un producto final estable, sin

olor y similar al humus, y d) en el licor sobrenadante se produce una menor concentración de DBO.

2.4.2.5.2 Digestión anaerobia

Es un proceso de descomposición de la materia orgánica e inorgánica en ausencia de oxígeno. Los digestores anaeróbicos no se asocian con los sistemas pequeños de aguas residuales debido a su complejidad.

La digestión convencional o de carga normal del lodo se efectúa mediante un proceso de una sola fase o de dos fases, en el primero, la digestión, el espesamiento del lodo y la formación de sobrenadante se efectúan simultáneamente. En procesos de fase única, el lodo sin tratar se añade en la zona en que el fango se esté digiriendo activamente y liberando gas, cuando éste sube hacia la superficies, arrastra consigo partículas de fango y de otras materias, tales como grasas y aceites, dando lugar finalmente a la formación de una capa de espumas. Como resultado de la digestión, el lodo se vuelve más mineralizado, el porcentaje de sólidos aumenta, y se espesa por acción de la gravedad, esto propicia la formación de una capa de sobrenadante por encima del lodo digerido.

2.4.2.5.3 Estabilización por cal

Si los lodos son de poco volumen y falta espacio para secarlos o está muy cerca de una zona urbana, se puede optar por la esterilización con alteración de pH con cal. Se trata de elevar el pH de los lodos a pH 12 por minutos⁶.

⁶ Tchobanoglous, George y Burton, Franklin, Wastewater Engineering, Metcalf & Eddy, Third Edition, McGraw Hill, 1991

2.4.2.5.4 Laguna de lodos

Las lagunas de secado de lodos se pueden usar para deshidratar el lodo estabilizado combinando la sedimentación (espesamiento por gravedad) y la evaporación. En donde, después del espesamiento por gravedad, el sobrenadante se decanta y regresa a las instalaciones de tratamiento.

Cuando las lagunas de secado de lodos están llenas, la entrada de lodo es discontinua y empieza la fase de secado. A medida la superficie se seca se forma una costra que se rompe mecánicamente. El ciclo completo puede durar de 1 a 3 años dependiendo del clima, el contenido final deseado de sólidos, la profundidad del lodo aplicado y la frecuencia con que éste se voltea cuando se está secando. Se necesitan mínimo dos celdas y puede haber problemas de olores ocasionales, moscas y mosquitos, por lo que es importante montar la planta en un lugar alejado.

2.4.2.5.5 Disposición de los lodos

Sin importar los procesos que se usen en el manejo de los sólidos provenientes del tratamiento de aguas residuales, siempre habrá un residuo que deberá ser dispuesto. Entre los sistemas empleados para su disposición se encuentran los siguientes:

- Enterrado

Se usa cuando los lodos crudos dan serias molestias por el olor, por lo que la solución es cubrirlos con tierra. Para esto se debe disponer de grandes superficies de terreno ya que las zanjas pueden permanecer con lodos húmedos y mal olientes durante años, de modo que el terreno solo se podrá usar una vez para este propósito o para cualquier otro durante

mucho tiempo. Este método es muy económico porque elimina el costo de cualquier proceso de tratamiento.

- Relleno

Para poder utilizar este método el material de relleno se limita a lodos digeridos, los cuales no producen molestias de olor al estar a la intemperie. Se puede disponer de los lodos digeridos deshidratados que se obtienen de los lechos secadores y en los filtros de vacío, rellenando las tierras bajas de la misma planta o acarreándolos hasta zonas análogas donde no causen molestias.

- Fertilizante o acondicionador de suelos

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

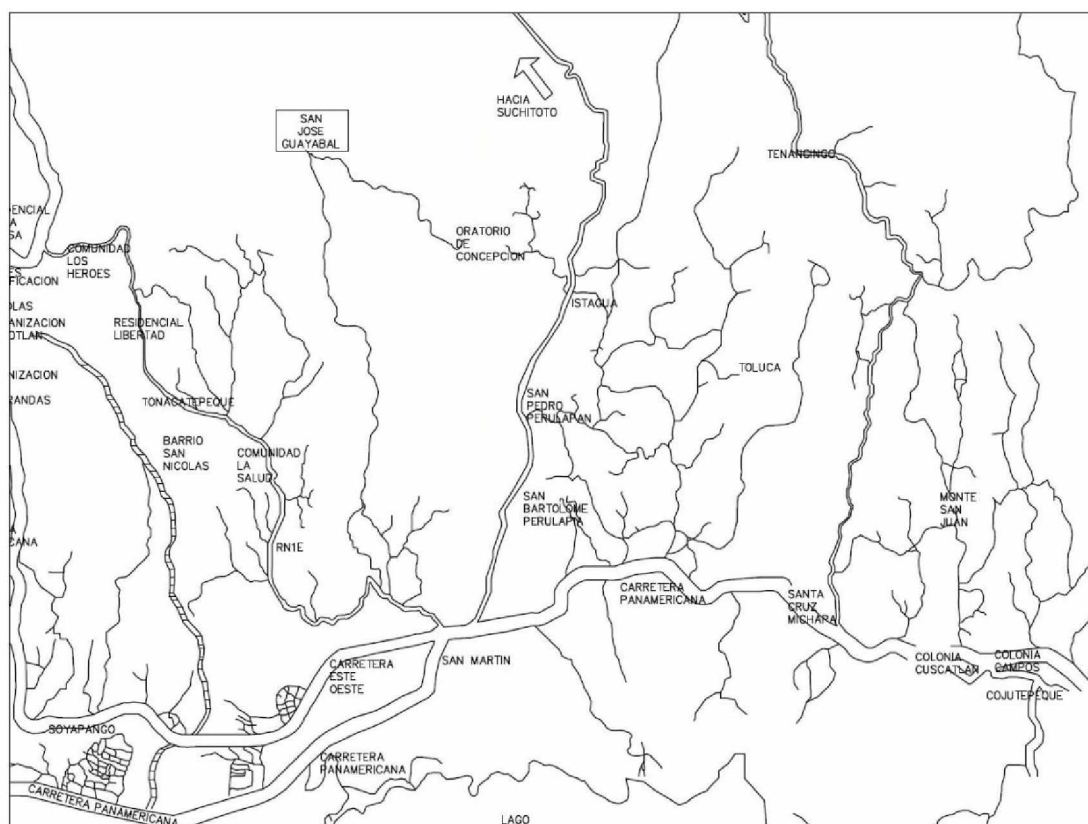
CAPITULO III
DESCRIPCION DE LA CIUDAD
DE SAN JOSE GUAYABAL

3.1 Ubicación geográfica

La ciudad de San José Guayabal, está localizada a 13.2 km al sur oeste de la ciudad de Suchitoto a 580 metros sobre el nivel del mar. Sus coordenadas geográficas centrales son 13°50'13" latitud norte y 89°05'42" longitud oeste; y su área urbana es de 0.59 km².

La vía de transporte a la ciudad es por la calle principal de acceso a San Martín (asfaltada) a 14 km. de distancia. El desvío lleva a calle a Tonacatepeque, a Oratorio y a acceso a Suchitoto en camino de tierra. Las siguientes figuras nos dan una idea de la ubicación de la ciudad:

FIG 3.1 Ubicación Geográfica.



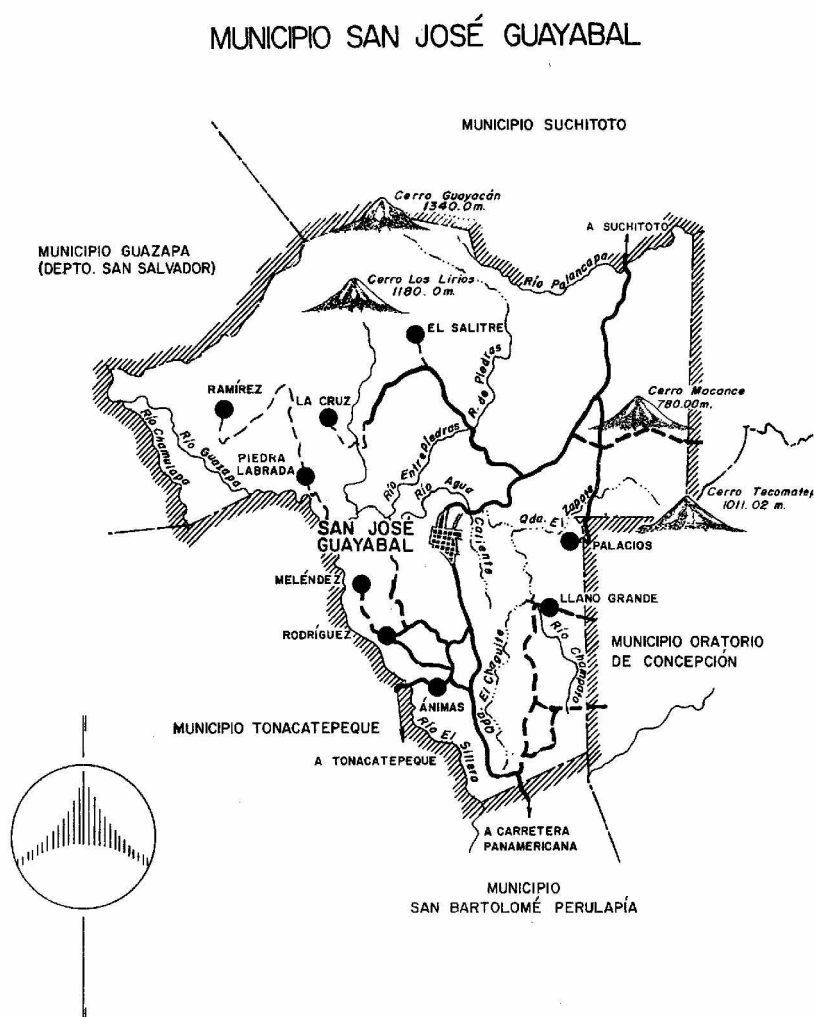


FIG 3.2 Ubicación Geográfica

3.2 División administrativa urbana

La Ciudad de San José Guayabal se encuentra dividida en los barrios: La Virgen, El Calvario, San Agustín, El Niño y Aguacayo, siendo sus calles más importantes la 2ª Calle Oriente y 2ª Avenida Sur (Ver Figura 3.3).

FIG 3.3 División Administrativa Zona Urbana



Dentro de la cabecera de San José Guayabal se tienen espacios específicos para desarrollar actividades comerciales, culturales, educativas, políticas, recreativas, religiosas, sociales y en salud.

(La TABLA 3.1 en lista la infraestructura de la zona urbana del municipio San José Guayabal)

TABLA 3.1 Administración de infraestructura San José Guayabal

<i>INFRAESTRUCTURA DE SAN JOSE GUAYABAL</i>	
<i>INFRAESTRUCTURA COMERCIAL</i>	
Ferretería	
Tiendas	
Restaurantes	
Zapaterías	
Librerías	
Farmacias	
Panadería	
Mercado Municipal	
<i>INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA</i>	
<i>TIPO DE CENTRO EDUCATIVO</i>	<i>NOMBRE DE CENTRO EDUCATIVO</i>
Escuelas Saludables	Ing. Carlos Armando Velázquez
	Católico San Francisco De Asís
	Kinder Nacional
Institutos	Instituto Nacional
<i>INFRAESTRUCTURA POLITICAS</i>	
Alcaldía	
Juzgado de Paz	
Puesto de PNC	

<i>INFRAESTRUCTURA EN SALUD</i>
Unidad de Salud Clínica Odontológica
<i>INFRAESTRUCTURA RELIGIOSA</i>
Iglesias
<i>INFRAESTRUCTURA CULTURAL</i>
Casa de la Cultura
<i>INFRAESTRUCTURA RECREATIVA</i>
Parque

3.3 Información general de la Ciudad de San José Guayabal

San José Guayabal es la cabecera municipal de San José Guayabal, dicha ciudad presenta un clima fresco, y pertenece al tipo de tierra caliente templada. Además se caracteriza por buscar la implementación de servicios, y proyectos que permitan lograr un desarrollo local (Figura 3.4)

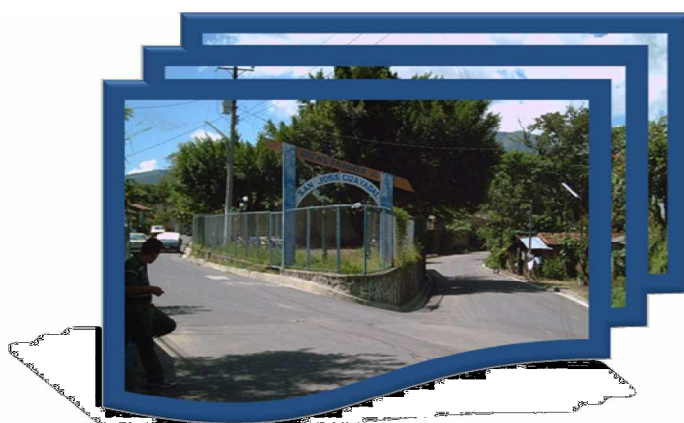
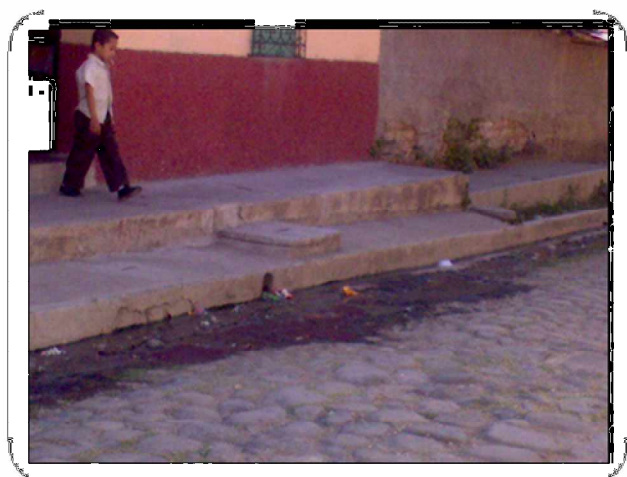


FIG 3.4
Cabecera de San José
Guayabal

3.3.1 Vías de comunicación

Básicamente las vías de comunicación que se observan en el interior de la cabecera de San José Guayabal son de diferentes materiales (ver Figura 3.5):

- Calles con mampostería de piedra fraguada
- Calles pavimentadas con asfalto
- Pasajes peatonales de concreto
- Calles de tierra



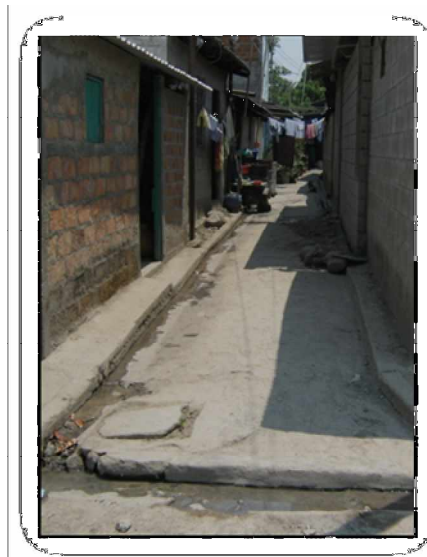
a) Calle con mampostería de piedra Fraguada.



c) Calle pavimentada con asfalto



b) Calle de piedra



d) Pasajes peatonales de concreto

FIG 3.5 Vías de comunicación.

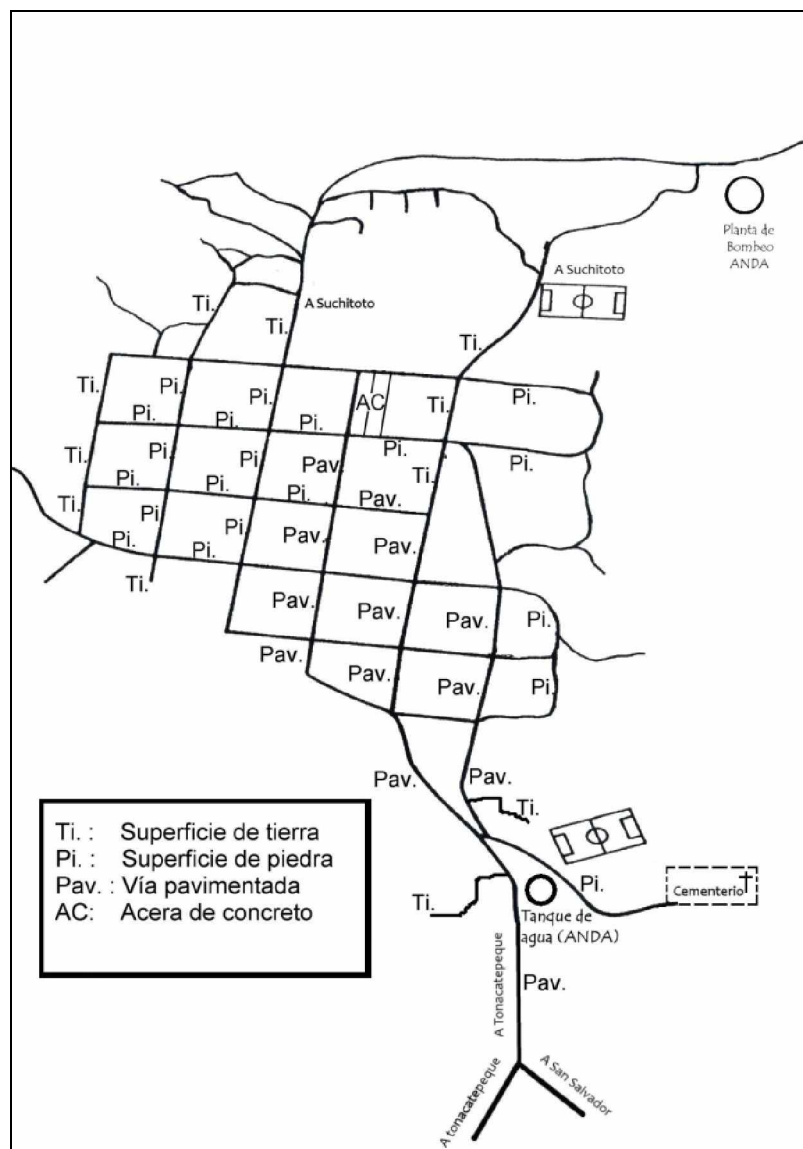


FIG 3.6 Vías de San José Guayabal

3.3.2 Aspectos económicos

Dentro de sus actividades económicas primarias podríamos mencionar: la producción agropecuaria, crianza de ganado vacuno, producción avícola, agricultura (cultivo de maíz, arroz, frijol, hortalizas y caña de azúcar). Siendo sus producciones económicas secundarias: trabajos en casa, tiendas, ferreterías, carpinterías, panaderías, elaboración de

dulces, ventas ambulantes, pequeño mercado, entre otras. Y como actividades económicas terciarias tenemos: Personal de salud, Telecom, empresarios de buses, maestros, correos, policía nacional civil, juzgados.

3.3.3 Aspectos ambientales

Unos de los problemas que se contemplan como fuentes de contaminación es la presencia de un basurero en el Barrio Aguacayo y El Calvario, una granja en el Barrio El Calvario y desde luego las aguas servidas del área urbana sin conexión desembocan en el río Guazapa por lo cual se convierte en un problema de contaminación para el municipio San José Guayabal.

3.4 Proyección de la población

Para obtener la proyección de la población de la Ciudad de San José Guayabal se utilizaran dos métodos diferentes, lo cual permitirá hacer una comparación entre ambos y obtener la población futura que más se adapte a este diseño.

Los métodos que se utilizaran son los siguientes:

- Método aritmético
- Método geométrico

La población se proyectará para un período de diseño de 20 años, como requisito mínimo de la norma técnica para abastecimiento de agua potable y alcantarillado de aguas negras (ANDA).

Los censos que se utilizaran para el cálculo de la población futura se muestran en la tabla que se presenta a continuación:

TABLA 3.2 Censos de la Ciudad de San José Guayabal

<i>AÑO</i>	<i>POBLACIÓN URBANA</i>	<i>FUENTE</i>
1992	3,675	Digestyc
2008	4,436	Unidad de Salud de San José Guayabal

3.4.1 Proyección de la población por el método aritmético

Para este cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} + k_a(T_f - T_{uc})$$

En donde:

- P_f = población proyectada
- T_f = año de la proyección
- k_a = tasa de crecimiento poblacional
- P_{uc} = población del último censo
- T_{uc} = año del último censo

Primero se determinará la tasa de crecimiento poblacional (K_a):

$$k_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}}$$

$$k_a = \frac{4,436 - 3,675}{2008 - 1992}$$

$$k_a = 47.56$$

Al sustituir este valor en la ecuación de población futura da como resultado lo siguiente:

$$P_f = 4,436 + 47,56(2028 - 2008)$$

$$P_f = 5,387 \text{ habitantes}$$

3.4.2 Proyección de la población por el método geométrico

La obtención de este cálculo se realiza mediante la ecuación que se muestra a continuación:

$$P_f = P_{uc}(1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

En donde:

- P_f = población proyectada
- T_f = año de la proyección
- r = tasa de crecimiento poblacional
- P_{uc} = población del último censo
- T_{uc} = año del último censo

Al igual que el método anterior, se debe calcular la tasa de crecimiento poblacional antes de poder utilizar la ecuación anterior. Para esto se despeja "r" de la ecuación y se utiliza los dos valores de población que se tienen con su respectivo año.

$$\log(1 + r) = \frac{\log\left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)}{T_{uc} - T_{ci}}$$

$$r = \text{anti log} \left(\frac{\log\left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)}{T_{uc} - T_{ci}} \right) - 1$$

$$r = \text{anti log} \left(\frac{\log\left(\frac{4,436}{3,675}\right)}{2008 - 1992} \right) - 1$$

$$r = 0.0118 \approx 1.18\%$$

Teniendo este valor, se sustituye en la ecuación de población futura de la siguiente manera:

$$P_f = 4,436(1 + 0.0118)^{(2028-2008)}$$

$$P_f = 5,609 \text{ habitantes}$$

3.4.3 Proyección de población que se utilizará en los diseños

Se puede observar que los resultados del método geométrico es más conservador que el método aritmético, por lo que serán estos resultados los utilizados como población futura para el diseño de alcantarillado sanitario en la Ciudad de San José Guayabal, en el Capítulo IV.

<i>Población Futura = 5,609 habitantes</i>
--

3.5 Topografía de la Ciudad de San José Guayabal

Se realizó un levantamiento topográfico que permitió ubicar cada una de las calles, avenidas y pasajes peatonales que pertenecen a la Ciudad donde posteriormente serán ubicados los colectores. Además, se obtuvo las elevaciones del terreno lo cual permitirá obtener el relieve de la zona de estudio.

Como resultado del levantamiento topográfico se elaboraron los planos que se muestran en el Anexo 1, donde se les incluyó la ubicación de viviendas y los perfiles de cada calle, avenida y pasaje.

El levantamiento topográfico fue hecho por taquimetría, usando el método de radiación para los diferentes detalles y ángulo girado para la

ubicación de las estaciones. Se utilizo este método debido a la dimensión de la ciudad y poco tiempo disponible del equipo. Adicionalmente se realizó la nivelación para verificar los datos altimétricos de las calles principales de la ciudad y de los terrenos de las respectivas plantas de tratamiento.

CAPITULO IV

DISEÑO DEL SISTEMA DE
ALCANTARILLADO SANITARIO
PARA LA CIUDAD DE SAN JOSE
GUAYABAL

Debido a la topografía que presenta la Ciudad de San José Guayabal se ha considerado realizar dos alternativas de diseño para el alcantarillado sanitario, con el fin de abarcar la mayor parte de viviendas que constituyen la Ciudad.

La primera alternativa comprende un sistema de alcantarillado sanitario por gravedad, el cual contiene dos puntos de descarga donde se ubicarán sus respectivas plantas de tratamiento (Fig. 4.1).

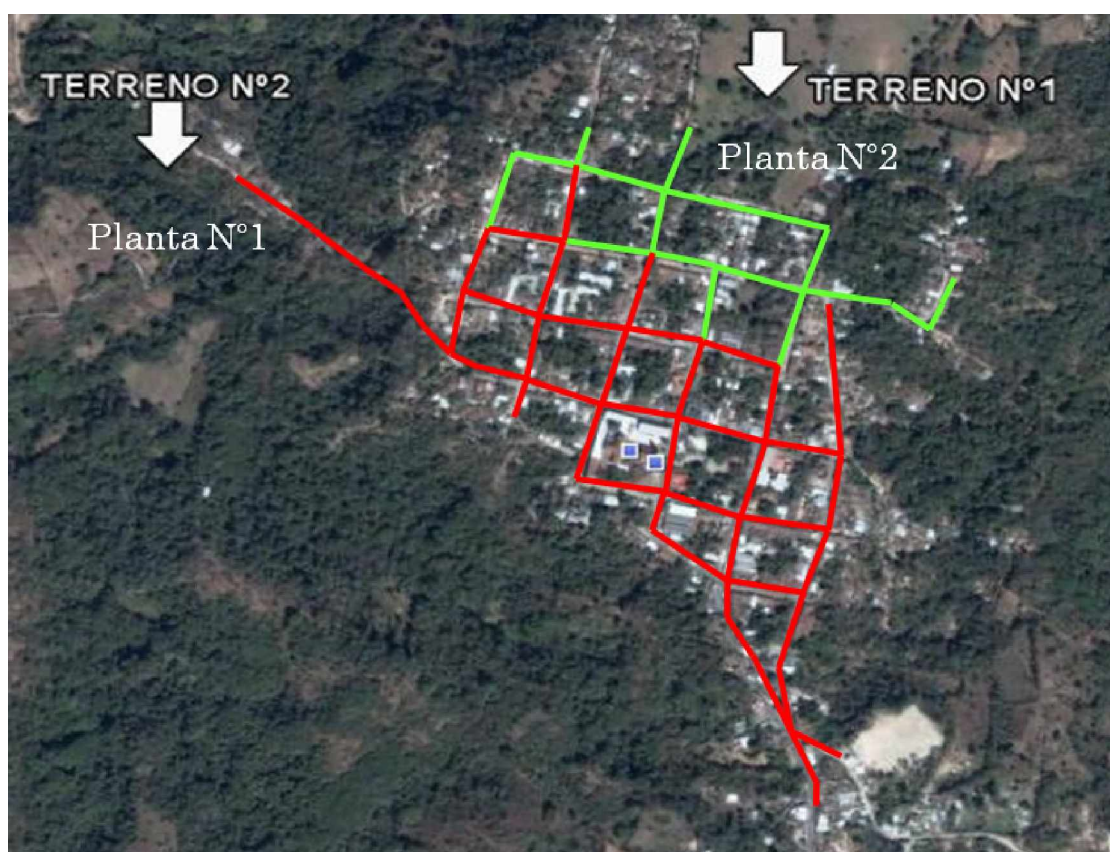


FIG 4.1 Esquema de la alternativa N°1 para el alcantarillado sanitario

La segunda alternativa consiste en utilizar la misma red de alcantarillado sanitario por gravedad y la implementación de un sistema de bombeo para obtener un solo punto de descarga (Fig 4.2).

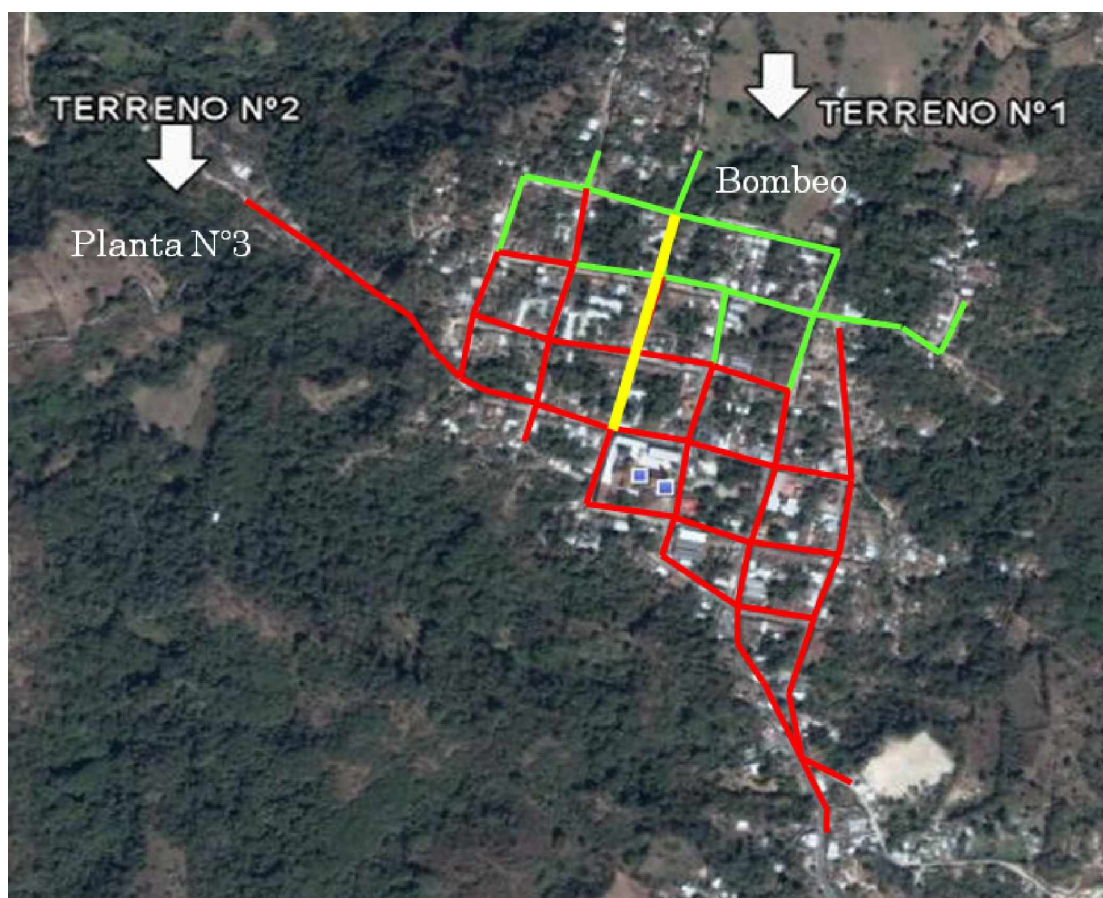


FIG 4.2 Esquema de la alternativa N°2 para el alcantarillado sanitario

Ambas alternativas de alcantarillado sanitario pretenden abarcar el mismo número de viviendas en la Ciudad.

4.1 Sistema de alcantarillado sanitario por gravedad para la Ciudad de San José Guayabal.

Para realizar el diseño de alcantarillado sanitaria para la Ciudad de San José Guayabal se tomarán en cuenta los siguientes criterios:

- Se acatarán las Normas Técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado.
- Debido a las características topográficas de la Ciudad será necesario diseñar el sistema de alcantarillado por gravedad con dos puntos de descarga, los cuales darán inicio al colector que lleva las aguas residuales hacia cada una planta de tratamiento, respectivamente. Estos se explicarán dentro del Diseño de Colectores.
- En el sistema de alcantarillado, los colectores se consideran como conductos abiertos para que el flujo de agua se lleve a cabo por gravedad. Además, se asignarán colectores secundarios para las conexiones domiciliarias en algunos tramos donde la profundidad del colector sea mayor de 3m, según lo indica la Norma Técnica de ANDA.
- El cálculo del caudal total por tramo de tubería se realizará con ayuda de hojas de cálculo, las cuales serán explicadas en la parte de Caudal de Diseño.
- Se empleará el software HCANALES para realizar el diseño de colectores de los sistemas de alcantarillado por gravedad, lo cual se expondrá en el Diseño de Colectores.
- El material utilizado para los colectores será PVC.

4.2 Caudal de diseño

Como se define en la Norma Técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras (ANDA), el caudal de diseño es igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del período de diseño más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.10 L/s/ha para tubería de PVC. La expresión que se utilizará será la siguiente:

$$Q_{AN} = F \times (80\% Q_{\max h} + 0.10 \times A_{inf})$$

Donde:

- QAN = Caudal de diseño
- F = Factor de tubería
- Q_{max h} = Caudal máximo horario
- A_{inf} = Área de influencia de infiltración

Adicionalmente, se le deberá multiplicar un factor "F", el cual dependerá de la magnitud de variaciones de caudal, estos factores se muestran en el capítulo 2 en la Tabla 2.3

4.2.1 Caudal máximo horario

Para calcular el caudal máximo horario primero se debe determinar el caudal medio diario a partir de la ecuación que se muestra a continuación:

$$Q_{md} = \frac{Dot \times P}{86400} \text{ (L/s)}$$

Donde:

- Dot = Dotación
- P = Población futura para el año 2029

Posteriormente, el caudal medio diario debe ser multiplicado por un coeficiente de variación horaria K_2 que varía entre 1.8 y 2.4. En este diseño el valor que se utilizará será el 2.4 como el caso más desfavorable, por lo que la expresión que se utilizará será la siguiente:

$$Q_{\max h} = 2.4 \times Q_{md}$$

TABLA 4.1 Consumos específicos utilizados en diseño de acuerdo a la infraestructura de la Ciudad de San José Guayabal

<i>NOMBRE DE DOTACIÓN</i>	<i>LUGARES QUE LO COMPONEN</i>	<i>DOTACIÓN</i>
Doméstica	Viviendas	125 L/p/d
Local Comercial	Ferreterías, Tiendas, Zapaterías, Librerías, Farmacias, Salones de belleza, Talleres, Laboratorio clínico	20 L/m ² /d
Restaurante	Comedores	50 L/m ² /d
Escuela	Escuelas, Institutos	40 L/alumno/d
Clínica Médica	Unidad de salud y Clínicas médicas	500 L/consultorios/d
Clínica Dental	Clínicas dentales	1000 L/consultorios/d
Mercado	Mercado	15 L/m ² /d
Iglesias	Iglesias, Asociaciones, Funeraria	3 L/asiento/d
Oficinas	Alcaldía municipal, Casa de la cultura, Juzgado de paz	6 L/m ² /d

Cabe mencionar que la dotación total incluye además de la dotación doméstica, el consumo comercial, público, etc. A continuación se presenta un cuadro de los consumos específicos que se usarán en el diseño, según la infraestructura encontrada en la Ciudad de San José Guayabal.

4.2.2 Cálculos hidráulicos por tramos de tuberías

Para efectos del diseño de colectores se debe determinar el caudal real para cada tramo de tubería, es decir, el caudal que se transportará entre pozo y pozo.

En esta parte se usó el software Excel como herramienta para realizar estos cálculos. La explicación de las hojas de cálculo se presenta a continuación, al igual que las tablas con los caudales reales y un ejemplo práctico para mayor comprensión.

- Columna 1, 2, 15 y 16

Presentan los pozos de inicio y final de cada tramo en estudio, respectivamente.

Ejemplo práctico.

Tramo en estudio P42 - P43

Pozo de inicio: P42

Pozo de llegada: P43

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Pozo Inicio	Pozo Llegada
1	2	15	16
P42	P43	P42	P43

FIGURA 4.3 Pozos de inicio y llegada en Tabla 4.2

- Columna 3

Contiene el diámetro mínimo permitido para cada tramo en estudio, éstos han sido establecidos según la Norma Técnica de ANDA, donde dice que para pasajes peatonales menores de 100m se puede usar diámetro de 6 pulgadas (PVC), mientras que para los demás el diámetro mínimo permitido es de 8 pulgadas (PVC o cemento).

Ejemplo práctico.

Por ser un colector secundario la tubería tendrá un diámetro mínimo de 8 pulgadas.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)
1	2	3
P42	P43	8

GURA 4.4 Diámetro de tubería en Tabla 4.2

- Columna 4

Se establece el factor de tubería a utilizar de acuerdo al tamaño del diámetro de la tubería, tal y como se muestra en la Tabla 2.3 en el Capítulo 2.

Ejemplo práctico.

La tubería correspondiente al tramo P42-P43 es de 8 pulgadas por lo tanto, según Tabla 2.3 (Capítulo 2) el factor correspondiente es 2.0

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor
1	2	3	4
P42	P43	8	2

FIGURA 4.5 Factor de tubería en Tabla 4.2

- Columna 5

Presenta el número de lotes que descargarán el agua residual hacia el tramo en estudio.

Ejemplo práctico.

Para el tramo P42-P43, el número de lotes que descargarán en el colector analizado serán 7 (Según catastro)

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes
1	2	3	4	5
P42	P43	8	2	7

FIGURA 4.6 Número de lotes por tramo en Tabla 4.2

- Columna 6, 7, 11 y 13

Presenta el área que ocupan los locales comerciales, restaurantes, mercado y oficinas, respectivamente, y que descargan el agua residual hacia el tramo en estudio.

- Columna 8

Presenta el número de alumnos del centro educativo que descarga el agua residual al tramo en estudio.

- Columna 9 y 10

Presenta el número de consultorios médicos y dentales, respectivamente, que descargan sus aguas residuales hacia el tramo en estudio.

- Columna 12

Presenta el número de asientos de los locales de reunión (iglesias, asociaciones, funeraria) que descargan sus aguas residuales en el tramo de estudio.

Ejemplo práctico.

Para el colector en estudio P42-P43, presenta solamente descarga comercial de 30.0 m², descarga escolar la cual cuenta con 149 alumnos, descarga de un consultorio y una descarga de 200 m² de oficinas, por lo tanto las columnas 7, 10, 11, 12 quedarán en blanco.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes	m ² de local comercial	m ² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m ² de mercado	Nº de asiento iglesia	m ² de oficinas
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
P42	P43	8	2	7	30		149	1				200

FIGURA 4.7 Datos generales por tramo de tubería en Tabla 4.2

- Columna 14

Muestra el área de influencia que presentará una posible infiltración de agua residuales hacía la tubería del tramo en estudio.

El procedimiento utilizado para el cálculo de las áreas de influencia para cada colector se realizó de la siguiente manera:

La determinación de las áreas de influencia, debe hacerse de acuerdo con el plano topográfico de la población y el trazado de la red de colectores, tal como se ilustra en la figura 4.6:

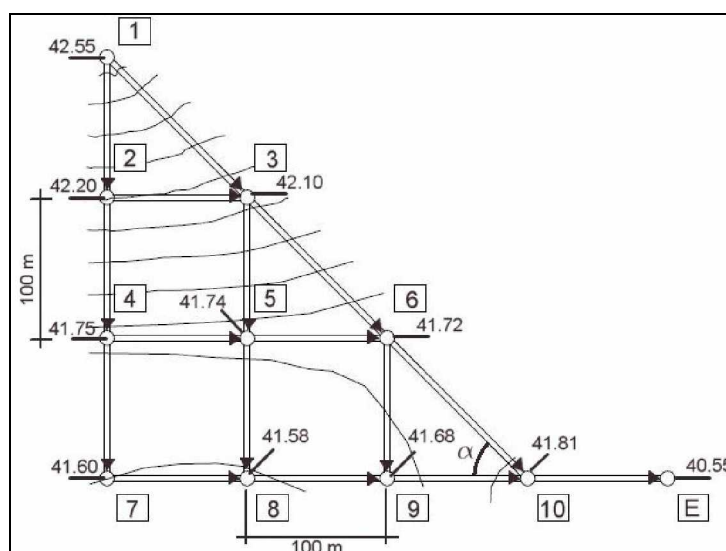


FIGURA 4.8 Planos topográficos y red de colectores de la población.

El área de influencia que corresponde a cada colector se obtiene trazando las diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la población, para el caso se ejemplifica en la intersección del pozo 10 la definición de la bisectriz del ángulo que forman las tuberías 6-10 y 9-10 (Figura 4.9).

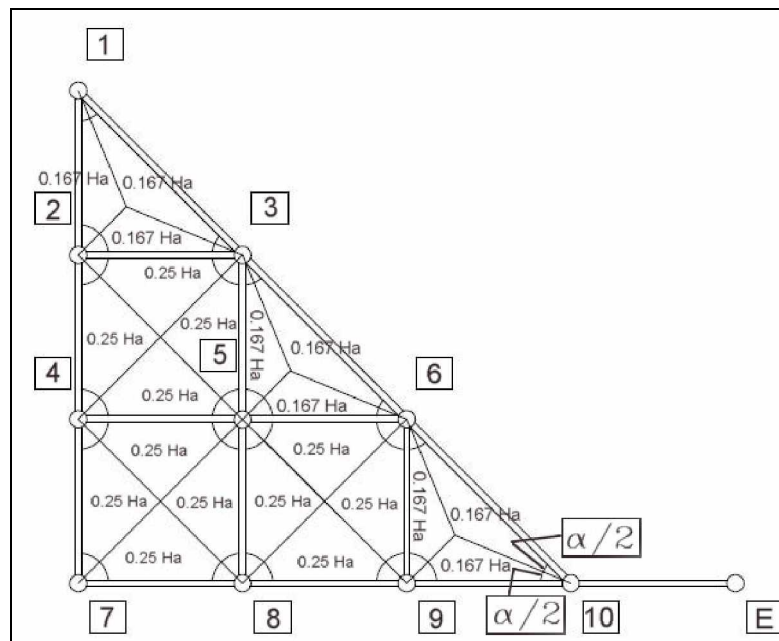


FIGURA 4.9 Áreas tributarias de la red de alcantarillado.

Las áreas de influencia se expresan en hectáreas; el área correspondiente a cada tubería del sistema de alcantarillado está conformado por la sumatoria de áreas de influencia adyacentes a la misma. Para el ejemplo, a la tubería 6-9 le corresponde un área de 0.417 Ha, resultado de la sumatoria de sus áreas adyacentes 0.167 Ha y 0.25 Ha⁷

Ejemplo práctico

El área de influencia obtenida por el método anteriormente descrito para el pozo de análisis P42 – P43, es como se muestra a continuación:

⁷ Diseño de Acueductos y Alcantarillado 2ª Edición. López Cualla. R.A

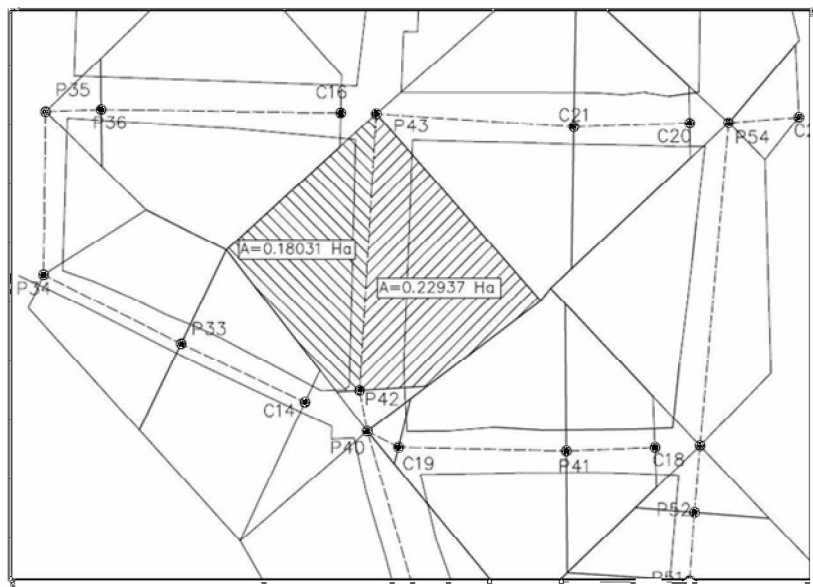


FIGURA 4.10 Áreas tributarias del tramo conformado por los pozos P42-P43.

Área de influencia P42-P43= 0.18031Ha + 0.22937Ha= 0.40968 Ha

- Columna 17

Esta columna muestra el cálculo del caudal doméstico en L/s para el cual primero se tuvo que determinar la relación habitantes por lote.

$$k = \frac{\text{Población futura}}{\text{Nº de lotes totales}}$$

$$k = \frac{5609}{663} = 8.46 \text{ hab/lote}$$

Luego se realizó el siguiente cálculo, basado en las fórmulas descritas anteriormente.

$$\text{Caudal doméstico} = \frac{k \times \text{Dot} \times \text{Nº de lotes}}{86400}$$

$$Caudal\ doméstico = \frac{8.46 \times 125 \times \text{columna } 5}{86400}$$

Ejemplo práctico.

El caudal domestico correspondiente al tramo P42-P43 será:

$$Caudal\ doméstico = \frac{8.46 \times 125 \times 7}{86400}$$

$$Caudal\ doméstico = 0.086 \text{ L/s}$$

- Columna 18, 19, 22 y 24

Debido a que los caudales de comercio, del restaurante, de mercado y de oficina utilizan valores de áreas para su cálculo, tienen la siguiente fórmula en común.

$$Caudal\ comercial = \frac{Dot \times m^2 \text{ del local}}{86400}$$

Sin embargo, sus dotaciones son distintas por lo que las ecuaciones específicas de cada una son:

$$Caudal\ comercial = \frac{20 \times \text{columna } 6}{86400}$$

$$Caudal\ restaurante = \frac{50 \times \text{columna } 7}{86400}$$

$$Caudal\ mercado = \frac{15 \times \text{columna } 11}{86400}$$

$$\text{Caudal oficinas} = \frac{6 \times \text{columna 13}}{86400}$$

Ejemplo práctico.

El colector en estudio P42-P43, solo presenta caudal comercial, oficina su cálculo será:

$$\text{Caudal comercial} = \frac{20 \times 30}{86400} \quad \text{Caudal comercial} = 0.007 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal oficinas} = \frac{20 \times 200}{86400} \quad \text{Caudal oficina} = 0.014 \text{ L/s}$$

Por carecer un caudal por restaurante y mercado en este tramo, dichas columnas quedaran en blanco.

- Columna 20

El cálculo del caudal para los centros educativos en L/s es el siguiente:

$$\text{Caudal escuela} = \frac{\text{Dot} \times \text{n}^\circ \text{ de alumnos}}{86400}$$

$$\text{Caudal escuela} = \frac{40 \times \text{columna 8}}{86400}$$

Ejemplo práctico.

Para el colector considerado P42-P43, el cálculo de caudal de escuela será:

$$\text{Caudal escuela} = \frac{40 \times 149}{86400} = \quad \text{Caudal escuela} = 0.069 \text{ L/s}$$

- Columna 21

En esta columna se muestra el caudal de clínicas en L/s, el cual incluye las clínicas médicas y las clínicas dentales. Para esto se utilizó estas ecuaciones:

$$\text{Caudal clínicas} = \frac{(\text{Dot} \times n^{\circ} \text{ consult. clínico}) + (\text{Dot} \times n^{\circ} \text{ consult. dental})}{86400}$$

$$\text{Caudal clínicas} = \frac{(500 \times \text{columna 9}) + (1000 \times \text{columna 10})}{86400}$$

Ejemplo práctico.

El tramo P42-P43 también cuenta con un caudal por consultorio médico, su correspondiente cálculo es:

$$\text{Caudal clínicas} = \frac{(500 \times 1 \text{ consultorio}) + (1000 \times 0 \text{ consultorio dental})}{86400}$$

$$\text{Caudal clínicas} = 0.006 \text{ L/s}$$

Por carecer un caudal por consultorio dental su valor en el cálculo será cero y su columna (Columna 10) correspondiente quedará en blanco.

- Columna 23

El caudal de los centros de reunión se calculó así:

$$\text{Caudal iglesia} = \frac{\text{Dot} \times \text{n}^{\circ} \text{ de asientos}}{86400}$$

$$\text{Caudal iglesia} = \frac{3 \times \text{columna 12}}{86400}$$

Ejemplo práctico.

El colector P42-P43 carece de caudal por iglesia por lo tanto esta columna quedara en blanco.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
P42	P43	0.086	0.007	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.014

FIGURA 4.11 Datos de caudales del tramo conformado por los pozos P42-P43.

- Columna 25

Muestra el caudal debido a la infiltración el cual incluye el valor establecido por la Norma Técnica de ANDA de 0.10 L/s/ha y el área de influencia para el tramo en estudio.

$$\text{Caudal de infiltración} = 0.10 \times \text{área de influencia}$$

$$\text{Caudal de infiltración} = 0.10 \times \text{columna 14}$$

Ejemplo práctico.

Para el tramo P42-P43, el caudal de infiltración es:

$$\text{Área de influencia} = \text{columna 14} = 0.40968$$

$$\text{Caudal de infiltración} = 0.10 \times 0.40968 = \text{Caudal de infiltración} = 0.041 \text{ L/s}$$

- Columna 26

Finalmente, esta columna enseña el caudal real de cada tramo de tubería para lo cual se usa la siguiente expresión:

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
P42	P43	0.086	0.007	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.014	0.041

FIGURA 4.12 Datos de caudales para el cálculo de caudal del tramo conformado por los pozos P42-P43.

$$\text{Caudal total por tramo} = F \times \left(2.4 \times 0.8 \left(\sum \text{caudales} \right) + \text{Caudal infiltración} \right)$$

$$CT = C4 \times (2.4 \times 0.8(C17 + C18 + C19 + C20 + C21 + C22 + C23 + C24) + C25)$$

Donde:

CT = Caudal total por tramo o Caudal real por tramo

C = Columna de las tablas

Ejemplo práctico.

El caudal real para el colector P42-P43 correspondiente es:

F=Factor de tubería=Columna 4 = 2.0

Caudal de infiltración=columna 25 = 0.041 L/s

$$\sum \text{caudales} = 0.086 + 0.007 + 0.0 + 0.069 + 0.006 + 0.0 + 0.0 + 0.014 = 0.181 \text{ L/s}$$

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)
15	16	25	26
P42	P43	0.041	0.7780

URA 4.13 Suma de caudales para el tramo P42-P43 en Tabla 4.2

$$CT = 2.0 \times (2.4 \times 0.8(0.181) + 0.041) = 0.7780 \text{ L/s}$$

- Columna 27

Esta columna presenta el caudal acumulado, es decir, los caudales que se le suman de tramos anteriores.

Ejemplo práctico.

Los caudales que se suman al colector P42-P43 son los caudales correspondientes al tramo P40-P42 más el caudal del mismo P42-P43 es decir:

Caudal del tramo P40-P42 = 2.2576

Caudal del tramo P42-P43 = 0.7780

Caudal Total Por Tramo = 3.0357 L/s

Pozo Inicio	Pozo Llegada	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL TOTAL POR TRAMO
15	16	26	27
P40	P42	0.0032	2.2576
P42	P43	0.7780	3.0357

FIGURA 4.14 Caudal acumulado para el tramo P42-P43 en Tabla 4.2

La siguiente figura presenta una tabla resume del cálculo del caudal de diseño del colector P42-P43 utilizando el software Excel como

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Díámetro Colector (pulg.)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m² de mercado	Nº de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL TOTAL POR TRAMO (L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P42	P43	8	2	7	30		149	1				200	0.41	P42	P43	0.086	0.007	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.014	0.041	0.7780	3.0357

herramienta para realizar estos cálculos.

FIGURA 4.15 Tabla resumen del cálculo del caudal real del tramo conformado por los pozos P42-P43.

A continuación se presentan las tablas que se describieron anteriormente, con los datos obtenidos de los cálculos.

TABLA 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	N° de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	N° de alumno	N° de consultorio médico	N° de consultorio dental	m² de mercado	N° de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	
C1	P1	8	2	2	60								0.078	C1	P1	0.024	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.1629	0.1629	
P1	P2	8	2	2									0.092	P1	P2	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.1124	0.2754	
P2	P3	8	2	0									0.163	P2	P3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.0326	0.3080	
P3	P4	8	2	0									0.258	P3	P4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.0516	0.3596	
P-3	P-4	8	2	5									0.258	P-3	P-4	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.2866	0.2866	
P4	P5	8	2	0									0.391	P4	P5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.039	0.0782	0.7243	
P-4	P-5	8	2	10									0.391	P-4	P-5	0.122	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.039	0.5482	0.5482	
P5	P6	8	2	0									0.09	P5	P6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.0180	1.2904	
P-5	P-6	8	2	5									0.09	P-5	P-6	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.2530	0.2530	
P6	P7	8	2	0									0.018	P6	P7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0036	1.5470	
P-6	P-7	8	2	3	250								0.018	P-6	P-7	0.037	0.058	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.3668	0.3668	
C2	P10	8	2	4									0.149	C2	P10	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.2178	0.2178	
P10	P11	8	2	14	80						20		0.52	P10	P11	0.171	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.052	0.8359	1.0536
P11	P9	8	2	0									0.071	P11	P9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.0142	1.0678	
P-11	P-9	8	2	2		150						100	0.071	P-11	P-9	0.024	0.000	0.087	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.007	0.4682	0.4682	
C3	C4	8	2	9	30			5	1				0.364	C3	C4	0.110	0.007	0.000	0.000	0.041	0.000	0.000	0.000	0.036	0.6780	0.6780	
C4	P15	8	2	0									0.122	C4	P15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.0245	0.7025	
P15	P16	8	2	9	160						20		0.379	P15	P16	0.110	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.038	0.6437	1.3463	
P16	P17	8	2	0									0.127	P16	P17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.0254	1.3716	
P17	P14	8	2	0									0.015	P17	P14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0030	1.3747	
C5	P19	8	2	8	30								0.313	C5	P19	0.098	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.4653	0.4653	
C6	P19	8	2	6			295						0.287	C6	P19	0.073	0.000	0.000	0.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.029	0.8639	0.8639	
C7	P19	8	2	9									0.373	C7	P19	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037	0.4976	0.4976	
P19	P20	8	2	0									0.335	P19	P20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.034	0.0670	1.8939	
P-19	P-20	8	2	10	150								0.335	P-19	P-20	0.122	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.034	0.6704	0.6704	
P20	P18	8	2	0									0.133	P20	P18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.0266	2.5909	
C8	P22	8	2	8	20								0.415	C8	P22	0.098	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.4769	0.4769	
P23	P22	8	2	0									0.018	P23	P22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0037	0.4805	
C9	P78	8	2	4									0.222	C9	C10	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.2323	0.2323	
P78	P23	8	2	7							10		0.169	C10	P23	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.3642	0.5965	

TABLA 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m² de mercado	Nº de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P23	P24	8	2	0									0.444	P23	P24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.044	0.0888	1.1658
P-23	P-24	8	2	11	50						100		0.444	P-23	P-24	0.135	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.044	0.6636	0.6636
C11	P24	8	2	4									0.333	C11	P24	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.033	0.2547	0.2547
P24	P21	8	2	0									0.453	P24	P21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.0906	2.1747
P-24	P-21	8	2	10	30								0.453	P-24	P-21	0.122	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.5873	0.5873
C12	P25	6	2	2									0.039	C12	P25	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.1019	0.1019
P25	P26	6	2	1									0.051	P25	P26	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.0572	0.1591
P26	P27	6	2	3									0.046	P26	P27	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.1503	0.3094
P27	P21	6	2	0									0.139	P27	P21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.0278	0.3371
C13	P32	8	2	4									0.152	C13	P32	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.2184	0.2184
P32	P31	8	2	2									0.221	P32	P31	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.1382	0.3566
P31	P30	8	2	2									0.037	P31	P30	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.1015	0.4581
P30	P29	8	2	0									0.051	P30	P29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.0103	0.4683
P29	P28	8	2	0									0.097	P29	P28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.0194	0.4878
P-29	P-28	8	2	2									0.097	P-29	P-28	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.1134	0.1134
P28	P18	8	2	0									0.326	P28	P18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.033	0.0652	0.6664
C14	P33	8	2	4	50								0.227	C14	P33	0.049	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.023	0.2779	0.2779
P33	P34	8	2	5	130								0.195	P33	P34	0.061	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.019	0.3895	0.6673
C15	P34	6	2	6	20								0.047	C15	P34	0.073	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.3091	0.3091
P34	P35	8	2	1									0.115	P34	P35	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.0701	1.0466
C16	P36	8	2	6		100				1400			0.412	C16	P36	0.073	0.000	0.058	0.000	0.000	0.243	0.000	0.000	0.041	1.5200	1.5200
P36	P35	8	2	0									0.026	P36	P35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.0051	1.5251
P35	P37	8	2	0									0.278	P35	P37	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.0556	2.6273
P-35	P-37	8	2	3		200			1		150		0.278	P-35	P-37	0.037	0.000	0.116	0.000	0.012	0.000	0.005	0.000	0.028	0.7055	0.7055
P37	P14	8	2	1			524						0.207	P37	P14	0.012	0.000	0.000	0.243	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	1.0199	4.3526
C17	P38	8	2	7	80	100							0.197	C17	P38	0.086	0.019	0.058	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.6618	0.6618
P38	P39	8	2	7	30						20		0.282	P38	P39	0.086	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.028	0.4148	1.0766
P39	P40	8	2	4	30								0.313	P39	P40	0.049	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.2772	1.3538
C18	P41	8	2	6	278.4								0.136	C18	P41	0.073	0.064	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.557	0.5566
P41	C19	8	2	6									0.301	P41	C19	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.342	0.8987
C19	P40	8	2	0									0.01	C19	P40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0020	0.9007

TABLA 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m² de mercado	Nº de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P40	P42	8	2	0									0.016	P40	P42	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0032	2.2576
P42	P43	8	2	7	30		149	1				200	0.41	P42	P43	0.086	0.007	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.014	0.041	0.7780	3.0357
C20	C21	8	2	9	20								0.177	C20	C21	0.110	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.018	0.4761	0.4761
C21	P43	8	2	4	300								0.32	C21	P43	0.049	0.069	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.032	0.5186	0.9947
P43	P44	8	2	2			150	1					0.422	P43	P44	0.024	0.000	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.000	0.042	0.4673	4.4976
P44	P9	8	2	0									0.007	P44	P9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0014	4.4990
C22	P45	8	2	4	80								0.033	C22	P45	0.049	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.2657	0.2657
P45	C23	8	2	4									0.136	P45	C23	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.2152	0.4809
C23	C24	8	2	2	30								0.1	C23	C24	0.024	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.1407	0.6216
C24	P46	8	2	2									0.199	C24	P46	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.1337	0.7553
C25	P47	8	2	2									0.061	C25	P47	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.1062	0.1062
P47	C26	8	2	2	280								0.156	P47	C26	0.024	0.065	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.3741	0.4802
C26	P46	8	2	3									0.209	C26	P46	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.1829	0.6631
P46	P48	8	2	4									0.125	P46	P48	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.2129	1.6313
P48	P49	8	2	3									0.067	P48	P49	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.1543	1.7856
P49	P50	8	2	2									0.11	P49	P50	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.1161	1.9017
P50	P51	8	2	7									0.298	P50	P51	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.3886	2.2903
P51	P52	8	2	0									0.118	P51	P52	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.0236	2.3138
P52	P53	8	2	0									0.038	P52	P53	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.0076	2.3215
P-52	P-53	8	2	2									0.038	P-52	P-53	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.1016	0.1016
P53	P54	8	2	0									0.345	P53	P54	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.0691	2.4922
P-53	P-54	8	2	11	30								0.345	P-53	P-54	0.135	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.6128	0.6128
C27	P54	8	2	3	100								0.034	C27	P54	0.037	0.023	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.2366	0.2366
P54	P55	8	2	0									0.22	P54	P55	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.0439	3.3855
P-54	P-55	8	2	8									0.22	P-54	P-55	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.4199	0.4199
P55	P7	8	2	5	30							150	0.145	P55	P7	0.061	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015	0.3307	4.1361
P7	P8	8	2	0									0.158	P7	P8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.0317	6.0815
P-7	P-8	8	2	5	25								0.158	P-7	P-8	0.061	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.2889	0.2889
P8	P9	8	2	0									0.274	P8	P9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.027	0.0547	6.4251
P-8	P-9	8	2	4			170					200	0.274	P-8	P-9	0.049	0.000	0.000	0.079	0.000	0.000	0.000	0.014	0.027	0.5983	0.5983

TABLA 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m² de mercado	Nº de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P12	P9	8	2	0									0.006	P12	P9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0011	7.0246
P12	P13	8	2	0									0.491	P12	P13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.049	0.0983	7.1228
P-12	P-13	8	2	7	500	350							0.491	P-12	P-13	0.086	0.116	0.203	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.049	1.6495	1.6495
P13	P14	8	2	0									0.007	P13	P14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0014	8.7737
P14	P18	8	2	0									0.436	P14	P18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.044	0.0872	14.5882
P-14	P-18	8	2	8	430			1					0.436	P-14	P-18	0.098	0.100	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.000	0.044	0.8677	0.8677
P21	P18	8	2	0									0.48	P21	P18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.048	0.0959	18.8090
P-21	P-18	8	2	16	230								0.48	P-21	P-18	0.196	0.053	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.048	1.0524	1.0524
P21	P56	8	2	0									0.131	P21	P56	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.0262	22.9867
P-21	P-56	8	2	8	70								0.131	P-21	P-56	0.098	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.4644	0.4644
P56	P57	8	2	0									0.107	P56	P57	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.0215	23.4726
P57	P58	8	2	0									0.095	P57	P58	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.0189	23.4915
P-57	P-58	8	2	2	20								0.095	P-57	P-58	0.024	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.1307	0.1307
P58	P59	8	2	0									0.117	P58	P59	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.0235	23.6457
P-58	P-59	8	2	2									0.117	P-58	P-59	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.1175	0.1175
P77	P60	8	2	8									0.28	CAJA	P60	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.4321	0.4321
P60	P61	8	2	0									0.017	P60	P61	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0033	0.4354
C28	P61	8	2	2	120								0.047	C28	P61	0.024	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.2100	0.2100
P61	P62	8	2	4	20								0.109	P61	P62	0.049	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.2275	0.8729
P62	P63	8	2	4									0.128	P62	P63	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.2136	1.0866
P63	P64	8	2	0									0.059	P63	P64	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.0119	1.0984
P64	P59	8	2	0									0.009	P64	P59	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0017	1.1002
P59	P65	8	2	0									0.056	P59	P65	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.0111	24.8745
P65	P66	8	2	0									0.077	P65	P66	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.0154	24.8899
P66	P67	8	2	0									0.088	P66	P67	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.0175	24.9074
P67	P68	8	2	0									0.185	P67	P68	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.018	0.0369	24.9443
P68	P69	8	2	0									0.174	P68	P69	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.0349	24.9792
P69	P70	8	2	0									0.271	P69	P70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.027	0.0542	25.0333
P70	P71	8	2	0									0.052	P70	P71	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.0105	25.0438
P71	P72	8	2	0									0.039	P71	P72	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.0078	25.0516
P72	P73	8	2	0									0.075	P72	P73	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.0151	25.0667
P73	P74	8	2	0									0.158	P73	P74	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.0315	25.0982

TABLA 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Díámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m² de mercado	Nº de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
PB16	PB17	8	2	0									0.092	PB16	PB17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.0183	3.7034
CB5	PB18	8	2	5									0.272	CB5	PB18	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.027	0.2894	0.2894
PB18	PB17	8	2	3	30								0.204	PB18	PB17	0.037	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.2084	0.4979
CB4	PB17	8	2	6									0.095	CB4	PB17	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.3009	0.3009
PB17	PB19	8	2	0									0.174	PB17	PB19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.0348	4.5370
PB-17	PB-19	8	2	4									0.174	PB-17	PB-19	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.2228	0.2228
PB19	PB20	8	2	9	60								0.28	PB19	PB20	0.110	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.5323	5.2921
CB6	PB21	8	2	6									0.439	CB6	PB21	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.044	0.3698	0.3698
PB21	PB22	8	2	4									0.225	PB21	PB22	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.2329	0.6028
PB22	PB23	8	2	0									0.037	PB22	PB23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.0073	0.6101
PB23	PB24	8	2	2									0.046	PB23	PB24	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.1033	0.7134
CB7	PB25	8	2	4									0.068	CB7	PB25	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.2015	0.2015
PB25	PB26	8	2	0									0.018	PB25	PB26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0036	0.2051
CB8	PB27	8	2	2									0.017	CB8	PB27	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0974	0.0974
PB27	PB26	8	2	0									0.009	PB27	PB26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0018	0.0992
PB26	PB24	8	2	0									0.057	PB26	PB24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.0114	0.3158
PB24	PB28	8	2	0									0.31	PB24	PB28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.0619	1.0911
PB-24	PB-28	8	2	8									0.31	PB-24	PB-28	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.4379	0.4379
CB9	PB29	8	2	4									0.061	CB9	PB29	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.2002	0.2002
PB29	PB30	8	2	0									0.089	PB29	PB30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.0179	0.2180
PB30	PB31	8	2	0									0.128	PB30	PB31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.0256	0.2436
PB-30	PB-31	8	2	3	150								0.128	PB-30	PB-31	0.037	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.2999	0.2999
PB31	PB32	8	2	0									0.084	PB31	PB32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.0168	0.5603
PB-31	PB-32	8	2	2									0.084	PB-31	PB-32	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.1108	0.1108
PB32	PB28	8	2	0									0.043	PB32	PB28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.0085	0.6795
PB28	PB33	8	2	0									0.333	PB28	PB33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.033	0.0665	2.2750
PB-28	PB-33	8	2	4									0.333	PB-28	PB-33	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.033	0.2545	0.2545
PB33	PB20	8	2	0									0.242	PB33	PB20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.024	0.0484	2.5779
CB10	PB34	6	2	2									0.03	CB10	PB34	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.0999	0.0999
PB34	PB35	6	2	0									0.007	PB34	PB35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0015	0.1014

TABLA 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	N° de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	N° de alumno	N° de consultorio médico	N° de consultorio dental	m² de mercado	N° de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
PB35	PB36	6	2	0									0.185	PB35	PB36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.019	0.0370	0.1384	
PB36	PB37	6	2	6									0.108	PB36	PB37	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.3037	0.4421
PB37	PB38	6	2	0									0.039	PB37	PB38	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.0079	0.4500
PB38	PB39	6	2	1									0.164	PB38	PB39	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.0798	0.5298
PB39	PB40	6	2	0									0.122	PB39	PB40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.0244	0.5542
PB40	PB41	6	2	0									0.094	PB40	PB41	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.0187	0.5729
CB11	CB12	6	2	8									0.153	CB11	CB12	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.4066	0.4066
CB12	PB41	6	2	6									0.133	CB12	PB41	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.3086	0.7152
PB41	PB42	6	2	0									0.034	PB41	PB42	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.0068	1.2949
CB13	CB14	6	2	4									0.021	CB13	CB14	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.1921	0.1921
CB14	PB43	6	2	2									0.028	CB14	PB43	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.0995	0.2917
PB43	PB44	6	2	0									0.008	PB43	PB44	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.0016	0.2933
PB44	PB45	6	2	3									0.018	PB44	PB45	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.1446	0.4379
PB45	PB42	6	2	3									0.031	PB45	PB42	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.1471	0.5850
PB42	PB46	6	2	0									0.056	PB42	PB46	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.0112	1.8911
CB15	CB16	6	2	4									0.137	CB15	CB16	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.2153	0.2153
CB16	PB46	6	2	6									0.153	CB16	PB46	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.3127	0.5280
PB47	PB46	6	2	0									0.046	PB47	PB46	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.0092	2.4283
PB48	PB47	6	2	0									0.068	PB48	PB47	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.0135	2.4418
PB-48	PB-47	6	2	2									0.068	PB-48	PB-47	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.1075	0.1075
PB48	PB20	6	2	0									0.304	PB48	PB20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.0608	2.6101
PB20	PB49	8	2	0									0.166	PB20	PB49	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.0332	10.5134
PB49	PB50	8	2	0									0.276	PB49	PB50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.0553	10.5687
PB-49	PB-50	8	2	4									0.276	PB-49	PB-50	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.2083	0.2083
PB50	PB51	8	2	2									0.063	PB50	PB51	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.1066	10.8836
			Σ	154	410	0	0	0	0	0	0	0	11.56	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000			

4.3 Disposición de la red

Los colectores fueron ubicados al sur de las calles y al poniente de las avenidas, a una distancia de 1.5m del cordón en la mayoría de los casos. Las excepciones fueron debido a las intersecciones de las calles que hacían difícil mantener esta distancia en toda la red y a la presencia de pasajes peatonales donde la distancia se mantuvo en 0.6m aproximadamente.

Los colectores para conexiones domiciliarias fueron colocados a una profundidad entre 1.2m y 3.0m de relleno sobre la corona en toda la red. Sin embargo, para mantener este criterio se emplearon colectores paralelos en donde uno de ellos se dispuso para la recolección de aguas residuales de conexiones domiciliarias mientras que el otro, que se encuentra a mayor profundidad de la descrita, se encarga de transportar el caudal acumulado de tramos anteriores.

4.4 Diseño de colectores

Para que el diseño del colector sea el adecuado debe cumplir con los siguientes criterios:

- La velocidad mínima debe ser 0.5 m/s
- La velocidad máxima para tubería de PVC es de 5.0 m/s
- La pendiente mínima será de 1% y en casos excepcionales podrá ser de 0.5% siempre y cuando el material de la tubería sea PVC y que no sea en tramos iniciales.
- El diámetro de la tubería debe ser de 8 pulgadas a menos que su ubicación sea en pasajes peatonales, para los cuales el diámetro de la tubería debe ser de 6 pulgadas.

Para el diseño de colectores se utilizo la ayuda del software HCANALES, al cual se le introducen los siguientes datos, en la parte superior de la ventana del programa, esto se puede observar en la figura 4.14:

- Caudal en m^3/s
- Diámetro de la tubería en metros
- Pendiente de la tubería
- Coeficiente de rugosidad "n", que en nuestro caso es $n=0.011$ por utilizar tubería de PVC.

Posteriormente se le da clic en el botón EJECUTAR y presenta todos los resultados que se observan en la parte inferior de la ventana del programa, lo cual se observa en la figura 4.14. Sin embargo, para nuestro diseño solo necesitamos el valor de la velocidad y el tirante normal, para ser evaluados de la siguiente manera:

- La velocidad debe tener un valor entre 0.5 y 5.0 m/s
- El tirante normal no debe ser mayor del 80% del diámetro de la tubería.

Ejemplo práctico.

En la realización del ejemplo se usará el mismo tramo antes estudiado en el cálculo del caudal de diseño, el cual se encuentra entre los pozos P42-P43, ver figura 4.16.

Los datos que se le introducen al programa son los siguientes:

Caudal = $0.0030 m^3/s$
Diámetro = $0.2032 m$
Rugosidad = 0.011
Pendiente = $0.0103 m/m$

Cálculo del tirante Normal, sección Circular

Lugar: San José Guayabal **Proyecto:** Alcantarillado

Tramo: P42-P43 **Revestimiento:**

Datos:

Caudal (Q): 0.0030 m³/s

Diámetro (d): 0.2032 m

Rugosidad (n): 0.011

Pendiente (S): 0.0103 m/m

Resultados:

Tirante normal (y): 0.0372 m

Perímetro mojado (p): 0.1796 m

Área hidráulica (A): 0.0041 m²

Radio hidráulico (R): 0.0226 m

Espejo de agua (T): 0.1571 m

Velocidad (v): 0.7381 m/s

Número de Froude (F): 1.4652

Energía específica (E): 0.0649 m-Kg/Kg

Tipo de flujo: **Supercrítico**

Ejecutar Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal

Ejecuta las operaciones

FIGURA 4.16 Ventana de trabajo del programa HCANALES con la evaluación del colector correspondiente al tramo P42-P43.

Luego se le da clic sobre el botón EJECUTAR y se analiza si la velocidad y el tirante normal cumplen con los criterios antes descritos. Para nuestro ejemplo los resultados son los que se muestran a continuación:

Tirante normal = 0.0372 m

Velocidad = 0.7381 m/s

CONCLUSIÓN:

Se puede corroborar que la velocidad obtenida de 0.7381 m/s es mayor que la mínima permitida (0.5 m/s) y a la vez es menor que la máxima admisible para tubería de PVC (5.0 m/s), por lo tanto cumple con este criterio.

Para evaluar el tirante normal se sabe que éste debe ser menor del 80% del diámetro de la tubería, es decir, 0.1656m. y como se puede observar el tirante normal obtenido de 0.0372m cumple con este criterio.

Finalmente, se puede concluir que en el colector del tramo P42-P43 se utilizará tubería de PVC, de diámetro de 8 pulgadas, en una longitud de 80.76m y una profundidad tal que cumpla con la pendiente establecida de 1.0%⁸, ya que este tipo de tubería cumple con los criterios de diseño que presenta la norma de ANDA.

A continuación se presenta las tablas resumen de los colectores diseñados:

⁸ El nivel de las tuberías se establecen en los planos de Diseño de Alcantarillado Sanitario en Perfiles que se encuentra en los ANEXOS.

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES										
Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	caudal (L/s)
C1	P1	0.0002	12.95	8	0.2032	3.94	0.011	0.0075	0.5205	0.1629
P1	P2	0.0003	13.5	8	0.2032	2.67	0.011	0.0099	0.5145	0.2754
P2	P3	0.0003	22.53	8	0.2032	2.57	0.011	0.0100	0.5078	0.3080
P3	P4	0.0004	28.99	8	0.2032	2.66	0.011	0.0113	0.5609	0.3596
P-3	P-4	0.0003	28.99	8	0.2032	3.69	0.011	0.0092	0.5758	0.2866
P4	P5	0.0007	54.98	8	0.2032	1.44	0.011	0.0171	0.5369	0.7243
P-4	P-5	0.0005	54.98	8	0.2032	1.62	0.011	0.0141	0.5051	0.5482
P5	P6	0.0013	27.92	8	0.2032	1.11	0.011	0.0244	0.5907	1.2904
P-5	P-6	0.0003	27.92	8	0.2032	3.62	0.011	0.0092	0.5719	0.2530
P6	P7	0.0015	13.06	8	0.2032	1.07	0.011	0.0263	0.6087	1.5470
P-6	P-7	0.0004	13.06	8	0.2032	2.22	0.011	0.0118	0.5267	0.3668
C2	P10	0.0002	30.00	8	0.2032	6.00	0.011	0.0068	0.6023	0.2178
P10	P11	0.0011	79.97	8	0.2032	0.80	0.011	0.0243	0.5010	1.0536
P11	P9	0.0011	23.88	8	0.2032	1.26	0.011	0.0218	0.5873	1.0678
P-11	P-9	0.0005	23.88	8	0.2032	2.51	0.011	0.0128	0.5883	0.4682
C3	C4	0.0007	45.01	8	0.2032	2.36	0.011	0.0152	0.6377	0.6780
C4	P15	0.0007	35.09	8	0.2032	1.25	0.011	0.0176	0.5110	0.7025
P15	P16	0.0013	63.89	8	0.2032	1.06	0.011	0.0246	0.5813	1.3463
P16	P17	0.0014	24.00	8	0.2032	1.08	0.011	0.0254	0.5982	1.3716
P17	P14	0.0014	11.57	8	0.2032	1.56	0.011	0.0233	0.6804	1.3747
C5	P19	0.0005	57.49	8	0.2032	1.72	0.011	0.0139	0.5158	0.4653
C6	P19	0.0009	54.07	8	0.2032	2.07	0.011	0.0176	0.6575	0.8639
C7	P19	0.0005	70.93	8	0.2032	2.10	0.011	0.0133	0.5529	0.4976
P19	P20	0.0019	60.51	8	0.2032	1.06	0.011	0.0296	0.6511	1.8939
P-19	P-20	0.0007	60.51	8	0.2032	1.22	0.011	0.0177	0.5067	0.6704
P20	P18	0.0026	36.32	8	0.2032	1.27	0.011	0.0329	0.7616	2.5909
C8	P22	0.0005	65.00	8	0.2032	2.02	0.011	0.0134	0.5455	0.4769
P23	P22	0.0005	13.52	8	0.2032	2.74	0.011	0.0125	0.6066	0.4805
C9	P78	0.0002	37.02	8	0.2032	6.46	0.011	0.0067	0.6176	0.2323
P78	P23	0.0006	42.23	8	0.2032	2.82	0.011	0.0135	0.6476	0.5965

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	caudal (L/s)
P23	P24	0.0012	94.03	8	0.2032	1.06	0.011	0.0237	0.5675	1.1658
P-23	P-24	0.0007	94.03	8	0.2032	1.22	0.011	0.0177	0.5067	0.6636
C11	P24	0.0003	61.28	8	0.2032	4.11	0.011	0.0089	0.5977	0.2547
P24	P21	0.0022	95.48	8	0.2032	1.09	0.011	0.0315	0.6868	2.1747
P-24	P-21	0.0006	95.48	8	0.2032	1.40	0.011	0.0160	0.5074	0.5873
C12	P25	0.0001	20.03	6	0.1524	5.99	0.011	0.0053	0.5083	0.1019
P25	P26	0.0002	11.87	6	0.1524	5.98	0.011	0.0073	0.6277	0.1591
P26	P27	0.0003	10.73	6	0.1524	2.89	0.011	0.0105	0.5507	0.3094
P27	P21	0.0003	29.46	6	0.1524	2.41	0.011	0.0109	0.5176	0.3371
C13	P32	0.0002	35.00	8	0.2032	5.94	0.011	0.0068	0.6002	0.2184
P32	P31	0.0004	50.01	8	0.2032	7.20	0.011	0.0090	0.7925	0.3566
P31	P30	0.0005	20.08	8	0.2032	2.84	0.011	0.0124	0.6135	0.4581
P30	P29	0.0005	11.01	8	0.2032	2.54	0.011	0.0127	0.5908	0.4683
P29	P28	0.0005	13.99	8	0.2032	2.57	0.011	0.0127	0.5932	0.4878
P-29	P-28	0.0001	13.99	8	0.2032	6.58	0.011	0.0048	0.5028	0.1134
P28	P18	0.0007	58.73	8	0.2032	2.11	0.011	0.0156	0.6133	0.6664
C14	P33	0.0003	40.00	8	0.2032	3.30	0.011	0.0094	0.5538	0.2779
P33	P34	0.0007	44.92	8	0.2032	1.22	0.011	0.0177	0.5067	0.6673
C15	P34	0.0003	27.08	6	0.1524	2.22	0.011	0.0111	0.5022	0.3091
P34	P35	0.0010	47.58	8	0.2032	1.07	0.011	0.0217	0.5390	1.0466
C16	P36	0.0015	69.99	8	0.2032	1.03	0.011	0.0266	0.6007	1.5200
P36	P35	0.0015	16.25	8	0.2032	1.72	0.011	0.0235	0.7188	1.5251
P35	P37	0.0026	52.42	8	0.2032	1.03	0.011	0.0347	0.7075	2.6273
P-35	P-37	0.0007	52.42	8	0.2032	2.37	0.011	0.0152	0.6387	0.7055
P37	P14	0.0044	48.50	8	0.2032	1.51	0.011	0.0409	0.9455	4.3526
C17	P38	0.0007	65.83	8	0.2032	1.28	0.011	0.0175	0.5152	0.6618
P38	P39	0.0011	52.06	8	0.2032	1.21	0.011	0.0220	0.5790	1.0766
P39	P40	0.0014	64.62	8	0.2032	2.86	0.011	0.0201	0.8410	1.3538
C18	P41	0.0006	25.91	8	0.2032	1.58	0.011	0.0155	0.5292	0.5566
P41	C19	0.0009	49.04	8	0.2032	2.30	0.011	0.0172	0.6820	0.8987
C19	P40	0.0009	10.22	8	0.2032	3.13	0.011	0.0160	0.7594	0.9007

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	caudal (L/s)
P40	P42	0.0023	12.13	8	0.2032	1.32	0.011	0.0308	0.7424	2.2576
P42	P43	0.0030	80.76	8	0.2032	1.03	0.011	0.0372	0.7381	3.0357
C20	C21	0.0005	33.88	8	0.2032	3.93	0.011	0.0115	0.6870	0.4761
C21	P43	0.0010	57.85	8	0.2032	3.28	0.011	0.0166	0.7969	0.9947
P43	P44	0.0045	88.14	8	0.2032	1.04	0.011	0.0453	0.8341	4.4976
P44	P9	0.0045	9.18	8	0.2032	3.81	0.011	0.0329	1.3189	4.4990
C22	P45	0.0003	20.15	8	0.2032	2.48	0.011	0.0101	0.5015	0.2657
P45	C23	0.0005	34.64	8	0.2032	2.08	0.011	0.0134	0.5502	0.4809
C23	C24	0.0006	20.17	8	0.2032	6.49	0.011	0.0111	0.8655	0.6216
C24	P46	0.0008	59.06	8	0.2032	6.06	0.011	0.0129	0.9223	0.7553
C25	P47	0.0001	25.47	8	0.2032	6.64	0.011	0.0048	0.5043	0.1062
P47	C26	0.0005	24.01	8	0.2032	1.71	0.011	0.0140	0.5137	0.4802
C26	P46	0.0007	49.95	8	0.2032	5.99	0.011	0.0122	0.8816	0.6631
P46	P48	0.0016	43.57	8	0.2032	3.49	0.011	0.0205	0.9376	1.6313
P48	P49	0.0018	24.19	8	0.2032	1.16	0.011	0.0282	0.6593	1.7856
P49	P50	0.0019	28.19	8	0.2032	1.17	0.011	0.0289	0.6741	1.9017
P50	P51	0.0023	45.00	8	0.2032	1.09	0.011	0.0323	0.6937	2.2903
P51	P52	0.0023	20.00	8	0.2032	1.40	0.011	0.0303	0.7600	2.3138
P52	P53	0.0023	19.47	8	0.2032	1.39	0.011	0.0304	0.7561	2.3215
P-52	P-53	0.0001	19.47	8	0.2032	6.78	0.011	0.0048	0.5080	0.1016
P53	P54	0.0025	94.50	8	0.2032	1.04	0.011	0.0340	0.6993	2.4922
P-53	P-54	0.0006	94.50	8	0.2032	1.46	0.011	0.0158	0.5148	0.6128
C27	P54	0.0002	20.57	8	0.2032	5.83	0.011	0.0068	0.5964	0.2366
P54	P55	0.0034	53.04	8	0.2032	1.13	0.011	0.0387	0.7912	3.3855
P-54	P-55	0.0004	53.04	8	0.2032	4.71	0.011	0.0099	0.6842	0.4199
P55	P7	0.0041	41.95	8	0.2032	1.41	0.011	0.0402	0.9017	4.1361
P7	P8	0.0061	40.34	8	0.2032	1.04	0.011	0.0528	0.9110	6.0815
P-7	P-8	0.0003	40.34	8	0.2032	2.78	0.011	0.0098	0.5212	0.2889
P8	P9	0.0064	47.35	8	0.2032	1.20	0.011	0.0522	0.9719	6.4251
P-8	P-9	0.0006	47.35	8	0.2032	1.52	0.011	0.0157	0.5221	0.5983

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	caudal (L/s)
P12	P9	0.0070	8.16	8	0.2032	0.98	0.011	0.0575	0.9277	7.0246
P12	P13	0.0071	86.46	8	0.2032	1.08	0.011	0.0566	0.9612	7.1228
P-12	P-13	0.0016	86.46	8	0.2032	1.16	0.011	0.0266	0.6384	1.6495
P13	P14	0.0088	8.13	8	0.2032	1.35	0.011	0.0596	1.1104	8.7737
P14	P18	0.0146	94.15	8	0.2032	1.10	0.011	0.0822	1.1867	14.5882
P-14	P-18	0.0009	94.15	8	0.2032	1.00	0.011	0.0210	0.5082	0.8677
P21	P18	0.0188	98.34	8	0.2032	1.03	0.011	0.0968	1.2333	18.8090
P-21	P-18	0.0011	98.34	8	0.2032	1.03	0.011	0.0229	0.5454	1.0524
P21	P56	0.0230	44.50	8	0.2032	1.08	0.011	0.1075	1.3204	22.9867
P-21	P-56	0.0005	44.50	8	0.2032	1.75	0.011	0.0139	0.5189	0.4644
P56	P57	0.0235	15.88	8	0.2032	1.13	0.011	0.1072	1.3550	23.4726
P57	P58	0.0235	12.99	8	0.2032	1.77	0.011	0.0939	1.6029	23.4915
P-57	P-58	0.0001	12.99	8	0.2032	7.16	0.011	0.0047	0.5178	0.1307
P58	P59	0.0236	20.00	8	0.2032	1.25	0.011	0.1042	1.4091	23.6457
P-58	P-59	0.0001	20.00	8	0.2032	6.75	0.011	0.0048	0.5075	0.1175
P77	P60	0.0004	60.01	8	0.2032	2.10	0.011	0.0120	0.5158	0.4321
P60	P61	0.0004	13.51	8	0.2032	2.81	0.011	0.0112	0.5717	0.4354
C28	P61	0.0002	25.44	8	0.2032	3.73	0.011	0.0076	0.5107	0.2100
P61	P62	0.0009	31.57	8	0.2032	2.63	0.011	0.0167	0.7137	0.8729
P62	P63	0.0011	20.00	8	0.2032	14.20	0.011	0.0123	1.3666	1.0866
P63	P64	0.0011	15.00	8	0.2032	20.87	0.011	0.0112	1.5622	1.0984
P64	P59	0.0011	8.27	8	0.2032	2.66	0.011	0.0183	0.7624	1.1002
P59	P65	0.0249	15.03	8	0.2032	1.80	0.011	0.0968	1.6337	24.8745
P65	P66	0.0249	12.00	8	0.2032	6.33	0.011	0.0685	2.5925	24.8899
P66	P67	0.0249	8.02	8	0.2032	7.73	0.011	0.0650	2.7858	24.9074
P67	P68	0.0249	14.93	8	0.2032	5.89	0.011	0.0698	2.5259	24.9443
P68	P69	0.0250	16.03	8	0.2032	5.12	0.011	0.0726	2.4021	24.9792
P69	P70	0.0250	36.78	8	0.2032	13.92	0.011	0.0560	3.4431	25.0333
P70	P71	0.0250	13.04	8	0.2032	12.73	0.011	0.0572	3.3349	25.0438
P71	P72	0.0251	12.83	8	0.2032	20.27	0.011	0.0510	3.9402	25.0516
P72	P73	0.0251	21.00	8	0.2032	16.24	0.011	0.0539	3.6411	25.0667
P73	P74	0.0251	29.98	8	0.2032	22.78	0.011	0.0495	4.1079	25.0982

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES										
Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	caudal (L/s)
P74	P75	0.0252	15.95	8	0.2032	10.28	0.011	0.0607	3.0964	25.1708
P75	P76	0.0252	23.06	8	0.2032	6.07	0.011	0.0697	2.5620	25.2101
								0,0787	2,7275	31.64
P L A N T A 2										
CB1	PB1	0.0003	35.31	6	0.1524	2.46	0.011	0.0108	0.5213	0.3128
PB1	PB2	0.0004	48.35	6	0.1524	2.34	0.011	0.0126	0.5581	0.3615
PB-1	PB-2	0.0004	48.35	6	0.1524	1.82	0.011	0.0133	0.5120	0.4247
PB2	PB3	0.0008	7.61	6	0.1524	2.49	0.011	0.0172	0.7040	0.7879
PB3	PB4	0.0009	17.00	6	0.1524	1.65	0.011	0.0201	0.6301	0.8502
PB-3	PB-4	0.0002	17.00	6	0.1524	8.71	0.011	0.0067	0.7149	0.1563
PB4	PB5	0.0011	25.71	8	0.2032	1.24	0.011	0.0219	0.5840	1.0618
PB-4	PB-5	0.0002	25.71	8	0.2032	3.77	0.011	0.0076	0.5126	0.2434
PB5	PB6	0.0014	29.05	8	0.2032	1.10	0.011	0.0253	0.6021	1.3580
PB6	PB7	0.0014	15.00	8	0.2032	1.07	0.011	0.0255	0.5943	1.3820
PB-6	PB-7	0.0001	15.00	8	0.2032	7.07	0.011	0.0047	0.5155	0.1180
PB7	PB8	0.0015	20.00	8	0.2032	1.05	0.011	0.0264	0.6047	1.5264
PB8	PB9	0.0016	21.28	8	0.2032	1.27	0.011	0.0261	0.6572	1.5529
PB-8	PB-9	0.0001	21.28	8	0.2032	6.91	0.011	0.0048	0.5114	0.1205
PB9	PB10	0.0017	18.75	8	0.2032	1.23	0.011	0.0271	0.6617	1.6857
PB10	PB11	0.0017	7.94	8	0.2032	2.02	0.011	0.0240	0.7881	1.6869
CB2	PB12	0.0002	43.03	8	0.2032	6.67	0.011	0.0066	0.6246	0.1963
PB12	PB11	0.0003	19.41	8	0.2032	3.92	0.011	0.0091	0.5875	0.2977
PB11	PB13	0.0024	64.09	8	0.2032	1.09	0.011	0.0329	0.7048	2.3788
PB13	PB14	0.0024	43.41	8	0.2032	1.64	0.011	0.0298	0.8119	2.4099
CB3	PB14	0.0006	71.87	8	0.2032	1.79	0.011	0.0151	0.5527	0.5777
PB14	PB15	0.0033	34.59	8	0.2032	1.13	0.011	0.0382	0.7819	3.3262
PB15	PB16	0.0034	20.01	8	0.2032	1.15	0.011	0.0386	0.7937	3.3557
PB-15	PB-16	0.0003	20.01	8	0.2032	2.65	0.011	0.0099	0.5125	0.3294

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	caudal (L/s)
PB16	PB17	0.0037	30.17	8	0.2032	1.23	0.011	0.0395	0.8334	3.7034
CB5	PB18	0.0003	33.00	8	0.2032	4.18	0.011	0.0089	0.6012	0.2894
PB18	PB17	0.0005	44.83	8	0.2032	2.88	0.011	0.0124	0.6165	0.4979
CB4	PB17	0.0003	30.77	8	0.2032	2.66	0.011	0.0099	0.5139	0.3009
PB17	PB19	0.0045	42.20	8	0.2032	2.06	0.011	0.0383	1.0621	4.5370
PB-17	PB-19	0.0002	42.20	8	0.2032	3.72	0.011	0.0076	0.5102	0.2228
PB19	PB20	0.0053	54.20	8	0.2032	1.01	0.011	0.0496	0.8657	5.2921
CB6	PB21	0.0004	46.94	8	0.2032	2.62	0.011	0.0114	0.5580	0.3698
PB21	PB22	0.0006	35.15	8	0.2032	2.42	0.011	0.0140	0.6131	0.6028
PB22	PB23	0.0006	7.99	8	0.2032	2.38	0.011	0.0141	0.6095	0.6101
PB23	PB24	0.0007	18.48	8	0.2032	1.73	0.011	0.0163	0.5723	0.7134
CB7	PB25	0.0002	23.64	8	0.2032	3.72	0.011	0.0076	0.5102	0.2015
PB25	PB26	0.0002	8.61	8	0.2032	3.60	0.011	0.0076	0.5044	0.2051
CB8	PB27	0.0001	16.56	8	0.2032	6.64	0.011	0.0048	0.5046	0.0974
PB27	PB26	0.0001	6.98	8	0.2032	6.73	0.011	0.0048	0.5070	0.0992
PB26	PB24	0.0003	27.57	8	0.2032	2.50	0.011	0.0101	0.5029	0.3158
PB24	PB28	0.0011	72.23	8	0.2032	1.47	0.011	0.0211	0.6183	1.0911
PB-24	PB-28	0.0004	72.23	8	0.2032	3.13	0.011	0.0109	0.5929	0.4379
CB9	PB29	0.0002	30.00	8	0.2032	3.70	0.011	0.0076	0.5093	0.2002
PB29	PB30	0.0002	17.00	8	0.2032	3.71	0.011	0.0076	0.5093	0.2180
PB30	PB31	0.0002	17.99	8	0.2032	3.84	0.011	0.0075	0.5154	0.2436
PB-30	PB-31	0.0003	17.99	8	0.2032	2.72	0.011	0.0099	0.5179	0.2999
PB31	PB32	0.0006	15.00	8	0.2032	1.40	0.011	0.0160	0.5074	0.5603
PB-31	PB-32	0.0001	15.00	8	0.2032	6.73	0.011	0.0048	0.5070	0.1108
PB32	PB28	0.0007	20.73	8	0.2032	1.40	0.011	0.0183	0.5521	0.6795
PB28	PB33	0.0023	59.15	8	0.2032	1.05	0.011	0.0333	0.6933	2.2750
PB-28	PB-33	0.0003	59.15	8	0.2032	3.67	0.011	0.0092	0.5741	0.2545
PB33	PB20	0.0026	49.32	8	0.2032	1.09	0.011	0.0348	0.7299	2.5779
CB10	PB34	0.0001	13.91	6	0.1524	5.95	0.011	0.0053	0.5071	0.0999
PB34	PB35	0.0001	7.94	6	0.1524	6.42	0.011	0.0052	0.5204	0.1014

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	caudal (L/s)
PB35	PB36	0.0001	44.14	6	0.1524	5.82	0.011	0.0053	0.5033	0.1384
PB36	PB37	0.0004	33.11	6	0.1524	1.78	0.011	0.0134	0.5081	0.4421
PB37	PB38	0.0004	18.53	6	0.1524	2.00	0.011	0.0131	0.5282	0.4500
PB38	PB39	0.0005	30.00	6	0.1524	1.63	0.011	0.0152	0.527	0.5298
PB39	PB40	0.0006	19.99	6	0.1524	1.45	0.011	0.0171	0.5332	0.5542
PB40	PB41	0.0006	22.98	6	0.1524	1.48	0.011	0.0170	0.5370	0.5729
CB11	CB12	0.0004	40.02	6	0.1524	3.30	0.011	0.0116	0.6294	0.4066
CB12	PB41	0.0007	46.00	6	0.1524	2.91	0.011	0.0156	0.7142	0.7152
PB41	PB42	0.0013	10.21	6	0.1524	5.00	0.011	0.0184	1.0388	1.2949
CB13	CB14	0.0002	17.00	6	0.1524	3.82	0.011	0.0081	0.5371	0.1921
CB14	PB43	0.0003	19.84	6	0.1524	2.72	0.011	0.0106	0.5399	0.2917
PB43	PB44	0.0003	5.90	6	0.1524	2.71	0.011	0.0106	0.5392	0.2933
PB44	PB45	0.0004	15.21	6	0.1524	1.78	0.011	0.0134	0.5071	0.4379
PB45	PB42	0.0006	27.00	6	0.1524	1.30	0.011	0.0176	0.5130	0.5850
PB42	PB46	0.0019	14.94	6	0.1524	0.67	0.011	0.0363	0.5700	1.8911
CB15	CB16	0.0002	37.00	6	0.1524	5.27	0.011	0.0075	0.6007	0.2153
CB16	PB46	0.0005	49.99	6	0.1524	2.34	0.011	0.0140	0.5979	0.5280
PB47	PB46	0.0024	11.87	6	0.1524	0.76	0.011	0.0396	0.6382	2.4283
PB48	PB47	0.0024	12.00	6	0.1524	0.58	0.011	0.0422	0.5823	2.4418
PB-48	PB-47	0.0001	12.00	6	0.1524	6.83	0.011	0.0051	0.5320	0.1075
PB48	PB20	0.0026	57.68	6	0.1524	0.68	0.011	0.0239	1.4211	2.6101
PB20	PB49	0.0105	40.77	8	0.2032	0.61	0.011	0.0444	2.0018	10.5134
PB49	PB50	0.0106	35.01	8	0.2032	0.57	0.011	0.0826	0.8562	10.5687
PB-49	PB-50	0.0002	35.01	8	0.2032	3.70	0.011	0.0076	0.5093	0.2083
PB50	PB51	0.0109	25.00	8	0.2032	0.80	0.011	0.0765	0.9761	10.8836

4.5 Descarga de aguas residuales

La topografía que presenta la Ciudad de San José Guayabal no permite tener un solo punto de descarga, por lo que se tomó la decisión de diseñar dos plantas de tratamiento para poder recolectar la mayor parte del agua residual proveniente de la Ciudad.

Por esta razón hay dos puntos de descarga, P76 y P51, los cuales darán inicio al último colector que transporta el agua residual a las plantas de tratamiento respectivas.

4.6 Sistema de alcantarillado sanitario por bombeo para la Ciudad de San José Guayabal.

La norma de ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados) establece que las estaciones de bombeo en los sistemas de alcantarillado de aguas negras se evitará utilizarlas debido a las dificultades de operación y mantenimiento de éstas. Sin embargo, cuando sea indispensable se diseñarán considerando las siguientes características básicas:

TABLA 4.4 Consideraciones para el diseño de alcantarillados por bombeo

CRITERIOS DE DISEÑO	
Velocidad máxima de tubería de succión	1.50 m/s
Velocidad máxima de tubería de impelencia	2.00 m/s
Diámetro mínimo de tuberías de succión e impelencia	4 pulgadas
Tiempo de retención	10 a 15 min
Períodos mínimos de funcionamiento start-stop	5 min
Inclinación de fondo del pozo de bombeo	45°

FUENTE: Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras, ANDA.

Consideraciones generales que se incluyen en nuestro diseño:

- El parámetro con que se diseñará el sistema de alcantarillado por bombeo será el caudal máximo, el cual tiene un valor de 6.43 L/s.
- El diámetro de la tubería utilizada es de 4 pulgadas, cuyo material será PVC (SDR 32.5).
- No habrá tubería de succión ya que se empleará una bomba sumergible.
- Se respetará el límite máximo de velocidad para la tubería de impulsión de 2 m/s.
- Se empleará un tiempo de retención de aguas residuales de 15 minutos.

Determinación del pozo de bombeo:

Para obtener las dimensiones del pozo de bombeo, primero se deberá calcular el volumen de aguas residuales que se acumulará en un tiempo de 15 minutos.

$$Vol = Q_{max} \times T$$

$$Vol = 0.00643 \text{ m}^3/\text{s} \times 15 \text{ min} \times 60 \text{ s}/\text{min}$$

$$Vol = 5.79 \text{ m}^3$$

Para calcular las dimensiones del pozo de bombeo se tendrá en cuenta, que el fondo debe tener paredes inclinadas con un ángulo de 45° y su forma, que en nuestro caso es circular.

Se asumirá un diámetro de 3.0 metros.

$$Vol_{\text{cono truncado}} = \pi(R^2 + r^2 + Rr) \times \frac{h}{3}$$

$$Vol = \pi[(1.5)^2 + (0.5)^2 + (1.5 \times 0.5)] \times \frac{1}{3}$$

$$Vol = 3.40m^3$$

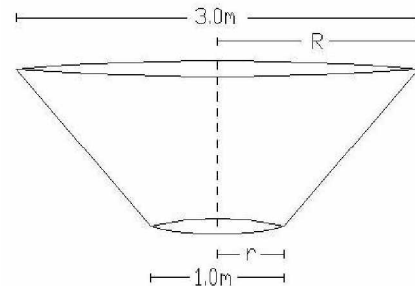


FIGURA 4.17 Cono del pozo de bombeo

Este volumen sirve para averiguar la altura del cilindro en el pozo que se necesita para que el almacenamiento de agua residual este por debajo del nivel de la tubería de llegada.

$$V_{\text{cilindro}} = V_{\text{alm}} - V_{\text{cono}}$$

$$V_{\text{cilindro}} = 5.79m^3 - 3.40m^3 = 2.39m^3$$

Altura del cilindro:

$$h_{ci} = \frac{V_{ci}}{A_{ci}} = \frac{V_{ci}}{\pi R^2}$$

$$h_{ci} = \frac{2.39m^3}{\pi(1.5m)^2} = 0.338m \approx 0.35m$$

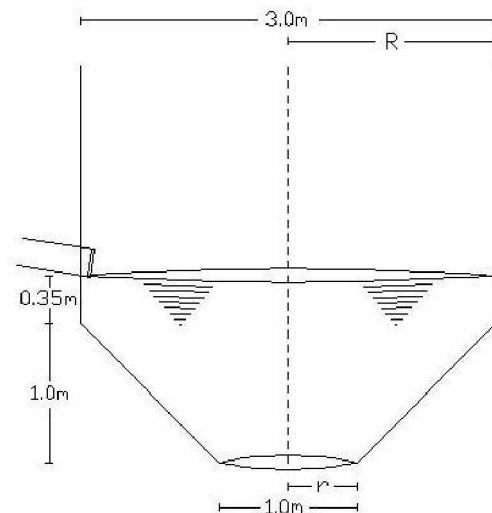


FIGURA 4.18 Pozo de bombeo

La altura total del pozo:

$$H = \text{Desnivel de tubería llegada} + h_{ci} + h_{cono}$$
$$H = (581.4\text{m}-577.0\text{m}) + 0.35\text{m} + 1.0\text{m} = 5.75\text{m}$$

DIMENSIONES DEL POZO DE BOMBEO: $\emptyset = 3.0\text{m}$ y $H = 5.75\text{m}$

Distribución de colectores:

Para realizar la distribución de tuberías se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los colectores se ubicarán al centro de la Tercera Avenida Norte para respetar la distribución de tuberías de agua potable y de aguas negras (por gravedad).
- La profundidad mínima que tendrá tubería será de 1.20 metros, respetando el límite establecida por la norma de ANDA para colectores de aguas negras.

La distribución de los colectores tanto en planimetría como en los perfiles se muestran en los planos del Anexo 4, distribuidos de la forma que se muestra a continuación:

HOJA 1: Distribución y Perfiles de Colectores y Detalles de Estación de Bombeo

Cálculo de la altura dinámica máxima

La altura dinámica total (H) es aquella contra la que trabaja la bomba durante su funcionamiento. Su determinación se obtiene al sumar la

altura de succión, la altura de elevación, la altura por pérdidas por rozamiento y la altura por pérdidas singulares.

- Altura de Succión (h_s)

Esta altura se da cuando la bomba se coloca en la parte superior de la estructura de almacenamiento de agua residual y consiste en el desnivel entre cota del fondo del depósito y el eje del rodete de la bomba.

En nuestro caso, emplearemos una bomba sumergible por lo que esta altura tiene un valor de cero, $h_s = 0$.

- Altura de Elevación (h_d)

La altura de elevación es la diferencia de las cotas existentes entre el nivel del líquido en la descarga y el eje del rodete de la bomba.

Cota de fondo del depósito = 575.65m

Cota de descarga en P18 = 584.80m

$$H_d = 584.80\text{m} - 575.65\text{m} = 9.15\text{m}$$

- Altura de Pérdidas por Rozamiento (h_f)

Ésta consiste en la carga de agua que debe suministrarse al sistema para vencer la fricción que produce el líquido a través de las tuberías del sistema. Las pérdidas por rozamiento se pueden calcular mediante la fórmula de Hazen-Williams:

$$h_f = 10.7 \times \frac{Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Donde:

- ,hf = pérdida de carga por rozamiento, m
- Q = caudal de diseño, m³/s
- L = longitud total de tubería, m
- C = coeficiente de rugosidad, (para PVC = 140)
- D = diámetro de la tubería, m (Ø=4"=0.102m)

Al sustituir valores a fórmula anterior, se obtiene:

$$h_f = 10.7 \times \frac{\left(0.00643 \frac{m^3}{s}\right)^{1.85} \times 419.42}{(140)^{1.85} (0.102m)^{4.87}} = 2.85m$$

Además de la altura obtenida por la fórmula de Hazen Williams se le adicionará un 20% por tratarse de agua residual.

$$h_f = 1.20 \times 2.85m = 3.42m$$

- Altura por Pérdidas de Carga Singulares (h_m)

Es la altura que debe suministrarse para vencer las pérdidas que se producen en piezas especiales y válvulas. Éstas suelen estimarse como una fracción de la altura de velocidad utilizando la siguiente expresión:

$$h_m = K \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- h_m = pérdida de carga singular, m
- K = coeficiente de pérdida (Tabla 4.5)
- v = velocidad de tubería m/s
- g = gravedad (9.81m/s²)

TABLA 4.5 Total de Coeficiente de Pérdidas por Accesorios

Accesorio	Cantidad	Coeficiente de Pérdida ⁹	Subtotal
Codo 45°	22	0.2	4.4
Codo 90°	2	0.3	0.6
Válvulas	2	1.0	2.0
TOTAL			7.0

Se asumirá una velocidad de 1m/s

$$h_m = 7.0 \times \frac{(1.0 \text{ m/s})^2}{(2 \times 9.81 \text{ m/s}^2)} = 0.36\text{m}$$

- ALTURA DINÁMICA TOTAL

La altura dinámica total para nuestro diseño es el siguiente:

⁹ La fuente donde se obtuvo los coeficientes de pérdida de accesorios es "Ingeniería de Aguas Residuales, Redes de alcantarillado y bombeo", Metcalf&Eddy, pág. 451-455

$$H = h_s + h_d + h_f + h_m$$

$$H = 0 + 9.15m + 3.42m + 0.36m$$

$$H = 12.93m \approx 42.4pies$$

Selección de bomba sumergible:

Para obtener la bomba más adecuada se utiliza las curvas características propia del equipo y mediante los parámetros de caudal y altura dinámica máxima, se escoge la potencia del equipo que se necesita.

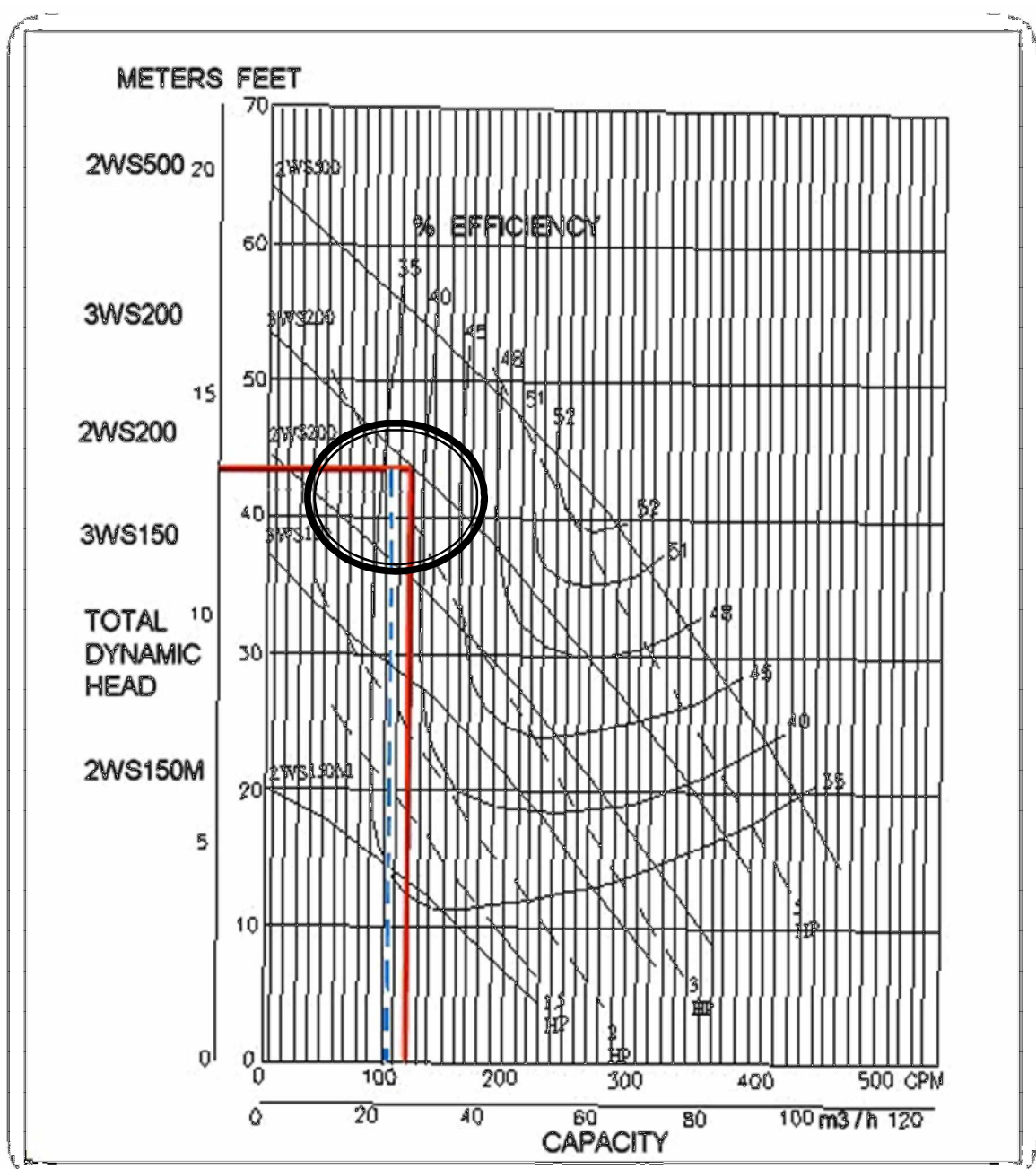
Los parámetros a utilizar son:

$$Q = 6.43 \text{ L/s} = 101.9 \text{ gpm}$$

$$H = 12.93 \text{ m} = 42.4 \text{ pies}$$

La bomba adecuada para nuestro diseño es la de 3HP, tal y como se muestra en la Figura 4.19. De esta manera la bomba levantará los 12.9 metros de columna de agua a un caudal constante de 120 gpm (7.57 L/s).

FIGURA 4.19 Curva característica de la bomba



Revisión del Período de Funcionamiento de la Bomba:

Según la norma de ANDA el período de funcionamiento mínimo de la bomba debe ser de 5 minutos.

$$T = \frac{Vol}{Q} = \frac{5.79m^3}{0.00757m^3/s \times 60^s/min} = 12.75 \approx 13min$$

Donde:

T = tiempo de funcionamiento de la bomba, min.

Vol = volumen almacenado en 15min, m³

Q = caudal de la bomba, m³/min

Como se necesitan 13 minutos para sacar el volumen de agua residual almacenado, este cumple con el valor que establece la norma.

Revisión de la Velocidad

La velocidad en las tuberías será constante ya que el sistema de alcantarillado funciona a presión, por lo que se utilizará la fórmula de Continuidad para este cálculo:

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

Donde:

v = velocidad de tubería, m/s

D = diámetro de la tubería, m

Q = caudal de la bomba, m^3/s

$$v = \frac{\pi(0.102m)^2}{4 \times 0.00757 m^3/s} = 1.08 \approx 1.1 m/s$$

Con la velocidad de 1.1 m/s en la tubería de impelencia se cumple con el límite establecido por la norma de ANDA, que condicionaba a la tubería de impelencia a una velocidad menor de 2 m/s.

Revisión del Golpe de Ariete:

El golpe de ariete en tuberías de impulsión se debe a variaciones rápidas de la velocidad en éstas, debido a arranques de las bombas, paradas de las bombas o fallos del suministro de energía, lo cual da a lugar a cambios importantes de presión. Generalmente, van acompañados de un ruido característico como de un golpe.

Esta situación transitoria de la presión y velocidad en tuberías de impulsión y conductos a presión se conoce como golpe de ariete.

El cambio de presión debido al golpe de ariete se ha calculado de la siguiente manera:

- Tiempo de parada (T)

Es el intervalo de tiempo entre el inicio y final de la maniobra, sea cierre o apertura (total o parcial), el cual produce la modificación del movimiento del fluido.

Mendiluce propone la siguiente expresión para el cálculo del tiempo de parada:

$$T = C + \frac{KLv}{gH}$$

Donde:

C, K = coeficientes de ajuste empíricos

L = longitud total de tubería, m

v = velocidad en tuberías, m/s

g = gravedad (9.81m/s²)

H = altura dinámica total, m

Los valores del coeficiente C según Mendiluce pueden ser los siguientes:

$$\frac{H}{L} < 0.20 \quad \rightarrow \quad C = 1$$

$$\frac{H}{L} \geq 0.40 \quad \rightarrow \quad C = 0$$

$$\frac{H}{L} = 0.30 \quad \rightarrow \quad C = 0.60$$

Para nuestro caso:

$$\frac{H}{L} = \frac{12.93}{419.42} = 0.031 < 0.20 \quad \rightarrow \quad C = 1$$

Los valores de K se pueden determinar según la siguiente tabla:

TABLA 4.6 Valores K según Mendiluce

L	K
L < 500	2
L = 500	1.75
500 < L < 1500	1.5
L = 1500	1.25
L > 1500	1

Con L = 419.42m el valor de K será 2

Sustituyendo los valores en la ecuación de tiempo de parada, tenemos:

$$T = 1 + \frac{2 \times 419.42m \times 1.1 \frac{m}{s}}{9.81 \frac{m}{s^2} \times 12.93m} = 7.3 \text{ seg}$$

- Celeridad (a)

La celeridad (a) es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua contenida en la tubería.

Una expresión práctica propuesta por Allievi, que permite una evaluación rápida del valor de la celeridad cuando el fluido circulante es agua, es la siguiente:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

Donde:

K = coeficiente en función del módulo de elasticidad del material de la tubería

D = diámetro interior de la tubería, mm

,e = espesor de la tubería, mm

El material de la tubería para nuestro caso es PVC, por lo que el valor de K será 33.3, mientras que el espesor de la tubería según la norma ASTM D-3034 es de 3mm.

TABLA 4.7 Valores de K para hallar celeridad

Material de la tubería	ε (kg/m ²)	K
Palastros de hierro y acero	$2 \cdot 10^{10}$	0.5
Fundición	10^{10}	1
Hormigón (sin armar)	$2 \cdot 10^9$	5
Fibrocemento	$1.85 \cdot 10^9$	5.5 (5-6)
PVC	$3 \cdot 10^8$	33.3 (20-50)
PE baja densidad	$2 \cdot 10^7$	500
PE alta densidad	$9 \cdot 10^7$	111.11

Sustituyendo los datos en la ecuación de celeridad, obtenemos:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \left(33.3 \times \frac{102\text{mm}}{3\text{mm}}\right)}} = 288.14 \text{ m/s}$$

- Cálculo de sobrepresión debido al golpe de ariete

Para determinar la sobrepresión producida en la tubería debido al golpe de ariete se utilizan las siguientes relaciones:

$$\text{Cierre Lento } T > \frac{2L}{a} \quad \rightarrow \quad \text{Michaud} \quad \Delta H = \frac{2Lv}{gT}$$

$$\text{Cierre Rápido } T < \frac{2L}{a} \quad \rightarrow \quad \text{Allievi} \quad \Delta H = \frac{av}{g}$$

El primer cálculo establece que el cierre es "LENTO"

$$\frac{2L}{a} = \frac{2 \times 419.42\text{m}}{288.14 \text{ m/s}} = 2.91 \text{ seg}$$

$$T = 7.3\text{s} > 2.91\text{s}$$

Entonces la sobrepresión se calculará mediante la ecuación de Michaud:

$$\Delta H = \frac{2Lv}{gT} = \frac{2 \times 419.42m \times 1.1 \frac{m}{s}}{9.81 \frac{m}{s^2} \times 7.3s} = 12.88 \text{ mca}$$

La tubería de PVC (SDR 32.5) que se utilizará en el sistema de alcantarillado por bombeo tiene una resistencia de 125 PSI (88 mca), la cual no puede ser sobrepasada por la máxima presión que se tendrá en el sistema.

La presión máxima en la tubería está dada por la suma de la altura dinámica máxima y la sobrepresión causada por el golpe de ariete:

$$\text{Presión}_{(max)} = H + \Delta H$$

$$\text{Presión}_{(max)} = 12.93m + 12.88m = 25.81 \text{ mca}$$

Como la presión máxima que se tendrá en la tubería en funcionamiento, 25.81mca, es menor que la resistencia para la que está preparada la tubería (88mca), se puede concluir que no se necesita colocar válvulas extra.

REVISIÓN DE TUBERIAS DEL SISTEMA DE GRAVEDAD

Se debe realizar una nueva revisión con HCANALES de los colectores del sistema de alcantarillado por gravedad a los que se le incluirá el nuevo caudal de bombeo, 7.57m³/s.

Debido que las pendientes ya cumplieron con la norma de ANDA, solo faltaría verificar que la velocidad mínima sea de 0.5m/s y la máxima de 5.0m/s. Además, se debe revisar que el tirante de la tubería no pase del 80% del diámetro de ésta.

El resumen de estos cálculos se muestran en la siguiente tabla (4.8):

CAPITULO V

ALTERNATIVAS PARA LOS SECTORES
INACCESIBLES AL SISTEMA DE
ALCANTARILLADO

La aplicación de un sistema de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo en la búsqueda de la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo, pueden generarse ciertas dificultades técnicas y económicas, dando lugar a la aplicación de otras alternativas.

Como solución a dichas problemáticas, las medidas para mejorar las condiciones en los sectores carentes de servicios básicos, se plantean la construcción de letrinas que pueden ser de diferentes tipos. Es por ello que en el presente capítulo se describen las letrinas que pueden resultar viables para aquellos sectores que no dispongan acceso al alcantarillado sanitario, donde estas alternativas pueden variar según la región, zona, tipo de suelo, clima, costumbres, etc.

Se ha desarrollado con el fin de brindar la información necesaria que permita establecer los criterios técnicos sanitarios, para la instalación, uso y mantenimiento de éstas.

Las alternativas planteadas son:

- El uso de Fosa Séptica,
- Letrina Abonera Seca Familiar (LASF),
- Letrina Solar, y
- Letrinas de Hoyo Modificado Con o Sin Ventilación.

5.1 Fosa Séptica

Es una estructura sanitaria utilizada para el tratamiento primario de las aguas residuales de tipo ordinario, por procesos anaerobios y que consta de los siguientes elementos tanque séptico, pozo de absorción.

5.1.1 Funciones de la fosa séptica

- Apropriado para comunidades rurales, edificaciones, condominios, donde no es posible la conexión al drenaje sanitario
- Su limpieza no es frecuente (2 a 3 años)
- Tiene un bajo costo de construcción y operación

5.1.2 Diseño de la fosa séptica con pozos de absorción

Algunos criterios de diseño a considerar son:

- Tanque séptico

Tabla 5.1 Dimensiones del tanque séptico

No. PERSONAS	DIMENSIONES EN METROS (VER DISEÑOS EN ANEXOS)			
	A	B	C	D
6 O MENOS	2	1	1	1.3
9	2.3	1.15	1	1.3
12	2.6	1.3	1.15	1.3
15	3	1.45	1.3	1.3
50	5.4	2.6	1.6	1.6
100	6.6	3.3	2	2

Para el diseño del tanque séptico se debe considerar la dotación de agua por persona por día (para acometida domiciliar zonas urbanas 150 litros/habitante/día).

La capacidad mínima del tanque séptico debe ser calculada para un mínimo de 6 habitantes por inmueble. Las dimensiones del tanque séptico de doble cámara se calculan de acuerdo a la Tabla 5.1

RECOMENDACIÓN: Dimensionar un tanque séptico para 6 o menos personas

- Trampa para grasa

La trampa para grasa es un dispositivo de fácil construcción que debe instalarse a la salida de los artefactos que generan aguas grises (lavaderos, lavatrastos, duchas, lavadoras y lavamanos). El agua retenida en la trampa para grasa debe canalizarse directamente al sistema de infiltración. Es preferible ubicarla en lugares bajo sombra para mantener bajas temperaturas, para que la grasa se solidifique y no se mezcle con el agua, lo que permite la reducción de olores.

Para el diseño de la trampa para grasa debe considerarse un gasto de agua de 8 litros por persona por día. La capacidad o volumen disponible de la trampa debe ser mayor o igual a 120 litros.¹⁰

- Pozo de absorción

El pozo de absorción es un elemento opcional de infiltración podría aplicarse en su lugar zanja de infiltración o zanja de arena filtrante.

10 MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL DIRECCIÓN DE REGULACIÓN DIRECCIÓN GENERAL DE SALUD UNIDAD DE ATENCIÓN AL AMBIENTE (Guía Técnica Sanitaria Para La Instalación Y Funcionamiento De Sistemas De Tratamiento Individuales De Aguas Negras Y Grises)

El pozo de absorción es el elemento final de la fosa séptica, que recibe los líquidos provenientes del tanque séptico o trampa para grasa. El pozo de absorción permite el tratamiento de los líquidos a través de materiales pétreos como piedra, grava y arena, previo a la disposición final al cuerpo receptor (suelo).

Para mantener la verticalidad y buen funcionamiento del pozo de absorción se recomienda colocar el material filtrante de la siguiente manera:

- Del fondo del pozo de forma ascendente colocar una capa de arena limpia.
- Sobre la capa de arena colocar una capa de grava.
- De la capa de grava hasta 50 centímetros debajo de la caída del efluente colocar piedra cuarta.
- El espesor de cada una de las capas a colocar dependerá de la profundidad del pozo.
- La distribución de las capas debe ser lo más equitativa posible en cuanto a su espesor.

5.1.3 Uso y mantenimiento de La Fosa Séptica

Mantenimiento del tanque séptico

Antes de poner en funcionamiento un tanque séptico recién construido, debe verterse, de ser posible, unas cinco cubetas con lodos provenientes de otra fosa séptica, a fin de acelerar el desarrollo de los organismos anaerobios.

El tanque séptico remueve la materia sólida de las aguas negras por decantación (precipitación o separación de sólidos), lo que permite que se hundan los sedimentos y que floten los materiales de menor densidad del agua. Para que esta separación ocurra, las aguas negras deben permanecer en el tanque séptico por un mínimo de 24 horas. Del total de la materia sólida contenida en el tanque séptico, aproximadamente el 50% se descompone; el restante se acumula en el tanque. No es indispensable el uso de aditivos biológicos ni químicos para ayudar o acelerar la descomposición.

El sedimento continúa acumulándose en el fondo del tanque séptico mientras se utiliza el sistema, sin requerir ningún tipo de intervención. Los tanques sépticos diseñados debidamente cuentan con espacio seguro para la acumulación de al menos tres años de sedimento. Cuando el nivel del sedimento sobrepasa este punto, las aguas negras tienen menos tiempo para separar la materia sólida del agua antes de salir del tanque séptico, por lo que el proceso deja de realizarse con eficacia. Mientras más sube el nivel del sedimento, más materia sólida entra en el sistema de filtración (pozo de absorción, zanjas de infiltración o campo de riego o zanja de arena filtrante).

Si el sedimento se acumula durante demasiado tiempo, no ocurre ninguna separación de materia sólida del agua y las aguas negras entran directamente en el sistema de filtración. Para prevenir esto, el sedimento tiene que ser retirado del tanque séptico periódicamente.

Para la limpieza de los tanques sépticos se puede contratar a una empresa autorizada por la institución competente. El producto extraído para este caso debe enterrarse o depositarse en un lugar autorizado por la institución competente.

Si la limpieza del tanque séptico es realizada en forma manual por parte de los usuarios, el sedimento extraído debe mezclarse con hidróxido de calcio (cal) y asolearse en un sitio seguro previo a ser enterrado, considerando la profundidad del nivel freático, de tal forma que la distancia vertical del nivel del manto freático al fondo del sedimento enterrado sea como mínimo de 3 metros, para evitar la contaminación del agua subterránea. El sedimento extraído no debe disponerse en cuerpos superficiales de agua o depositarse a la intemperie, aún cuando éste haya sido secado o tratado con cal. Los líquidos deben ser extraídos utilizando un recipiente (cubeta, balde) y disponerse en el sistema de infiltración y por ninguna razón se depositarán en cuerpos superficiales de agua.

Nunca se deben usar cerillos, antorchas u otros objetos encendidos para inspeccionar un tanque séptico que haya estado en uso, ya que el gas metano acumulado en el tanque séptico, puede provocar una explosión.

El tanque séptico no debe lavarse ni desinfectarse después de haber extraído los lodos. La adición de desinfectantes u otras sustancias químicas perjudican su funcionamiento.

Independientemente de la forma de limpieza del tanque séptico, se debe dejar dentro de la cámara del tanque una cantidad de sedimento de un espesor de 10 centímetros aproximadamente para continuar con el proceso.

Mantenimiento de trampa para grasas

En el lavado de utensilios de cocina es importante retirar el exceso de residuos de los mismos para evitar la acumulación de grasas y sedimentos en la trampa para grasas

Es recomendable que en el desagüe del lavadero o lavatrastos se coloque una malla o filtro para atrapar los sólidos.

Debido a la diferencia de densidades, la grasa contenida en la trampa, queda flotando sobre las aguas grises. Esta grasa debe ser extraída manualmente cada 3 a 5 días o según se requiera; posteriormente debe ser enterrada como materia orgánica o entregarla al sistema de recolección de desechos sólidos.

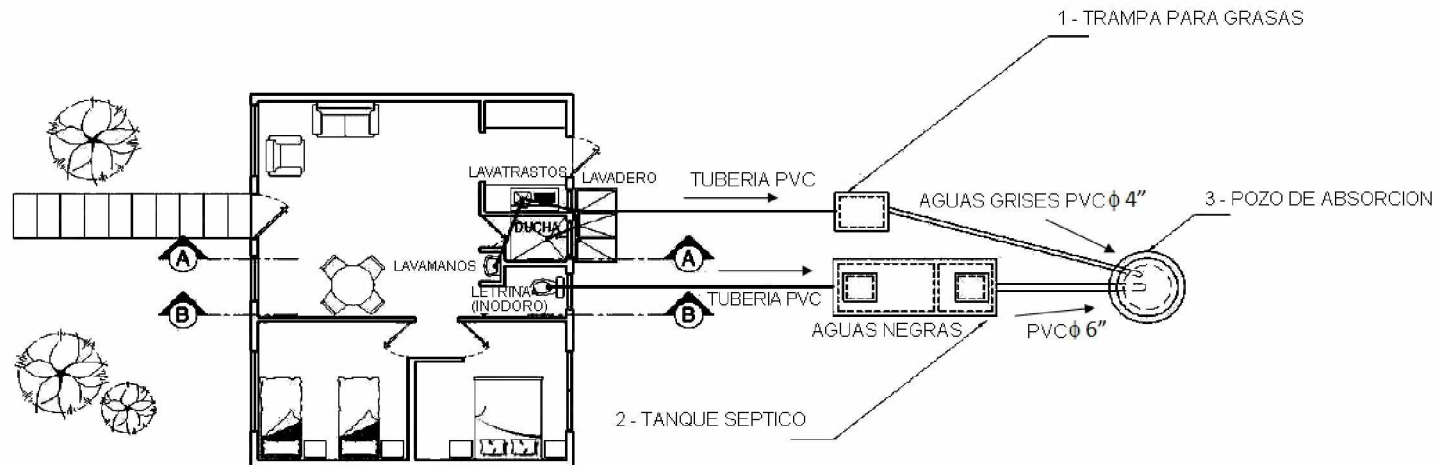
La trampa debe mantenerse siempre tapada y ubicada bajo sombra para mantener temperaturas bajas en su interior, evitando así que la grasa se disuelva y se mezcle con el agua.

Mantenimiento de pozo de absorción

No se tienen identificadas actividades para el mantenimiento del pozo de absorción, más bien con la separación de las grasas y la limpieza oportuna del tanque séptico se logra incrementar la vida útil del mismo. Cuando el pozo de absorción se sature, debe clausurarse y excavarse otro nuevo. En caso de que no haya suficiente espacio de terreno, lo más recomendable es limpiar el filtro del pozo saturado extrayendo los sólidos, a los cuales se les debe aplicar cal y exponerlos al sol para su completo secado, previo a su disposición final. Los líquidos deben extraerse en la mayor cantidad posible en forma manual o mecánica. Al resto de líquidos que no sean extraídos debe dárseles el tiempo conveniente para su infiltración dentro del pozo. Posteriormente se deben reponer los materiales filtrantes para reutilizar el pozo

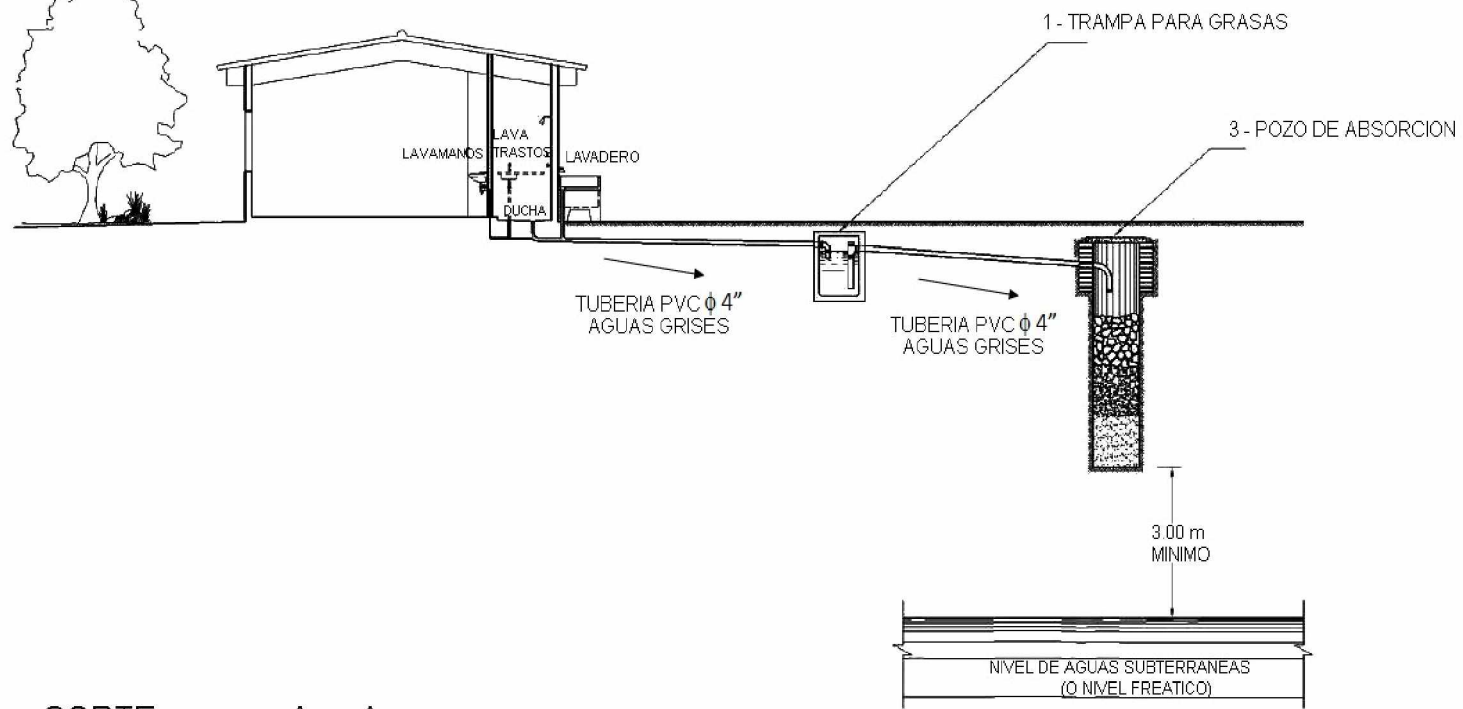
5.1.4 Dimensiones y Componentes de la Fosa Séptica

COMPONENTES SOLUCION	
1	TRAMPA PARA GRASAS
2	TANQUE SEPTICO
3	POZO DE ABSORCION



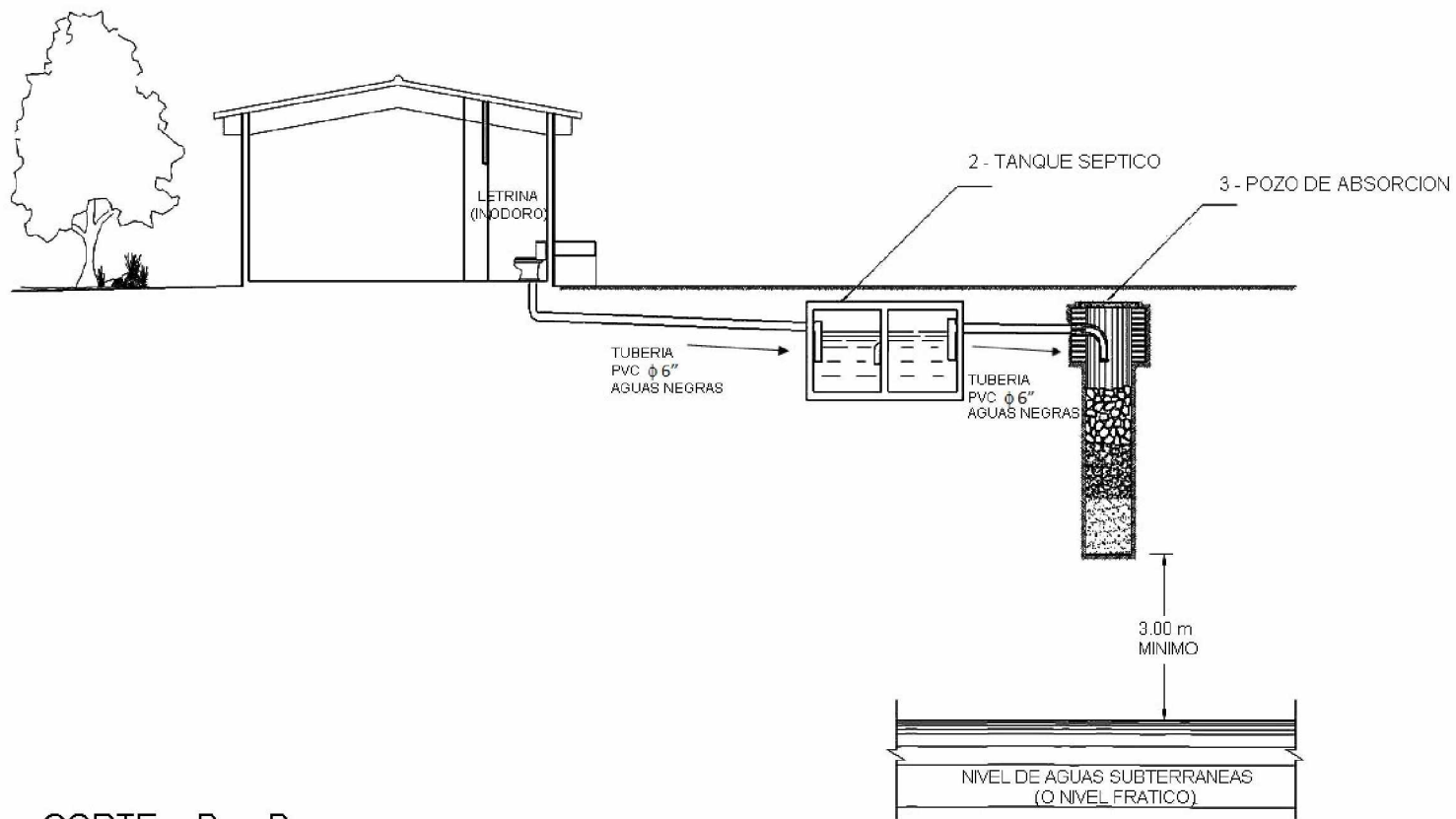
PLANTA GENERAL
ESCALA 1 : 125

FIGURA 5.1. Esquema en planta de una fosa séptica



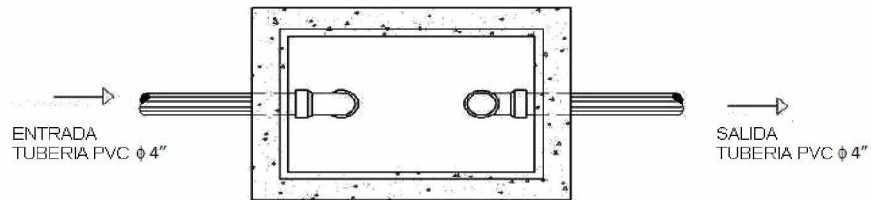
CORTE A - A
 TRATAMIENTO DE AGUAS GRISES
 ESCALA 1 : 125

FIGURA 5.2. Esquema del tratamiento de aguas grises



CORTE B - B
TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
ESCALA 1 : 125

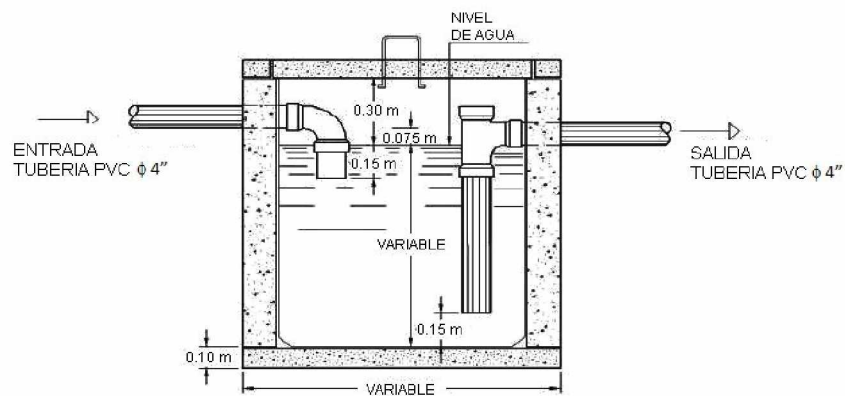
FIGURA 5.3 Esquema del tratamiento de aguas negras



**PLANTA DE TRAMPA PARA GRASAS
(SIN LA CUBIERTA)**

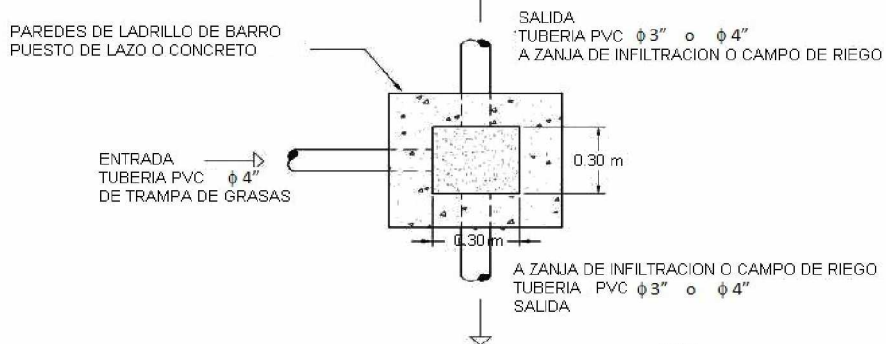
ESCALA 1:25

NOTA: DIMENSIONES DE TRAMPA DE GRASAS DE ACUERDO A DISEÑO



SECCION DE TRAMPA PARA GRASAS

ESCALA 1 : 25



**ESQUEMA EN PLANTA
DE CAJA DE REGISTRO**

ESCALA 1: 25

NOTA:
- PROFUNDIDAD DE CAJA VARIABLE

FIGURA 5.4 Esquemas de detalles de trampa de grasa y caja de registro

DIMENSIONES DE TANQUE SEPTICO				
N° DE PERSONAS	A	B	C	D
6 o MENOS	2.00m	1.00m	1.00m	1.30m
9	2.30m	1.15m	1.00m	1.30m
12	2.60m	1.30m	1.15m	1.30m
15	3.00m	1.45m	1.30m	1.30m
50	5.40m	2.60m	1.60m	1.60m
100	6.60m	3.30m	2.00m	2.00m

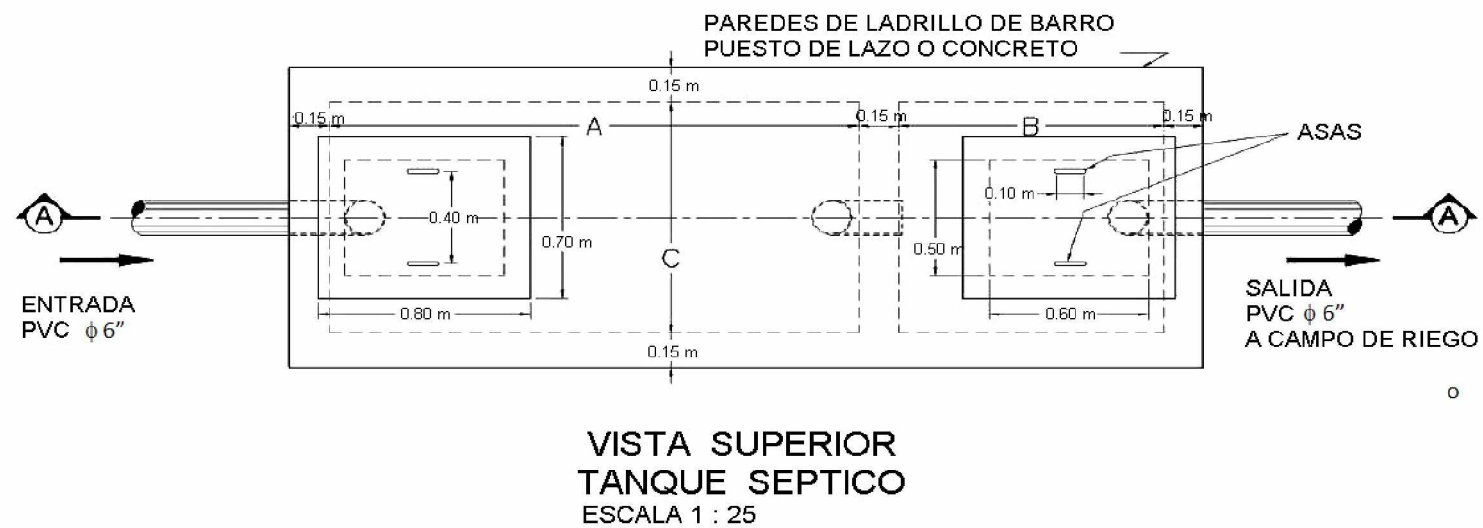
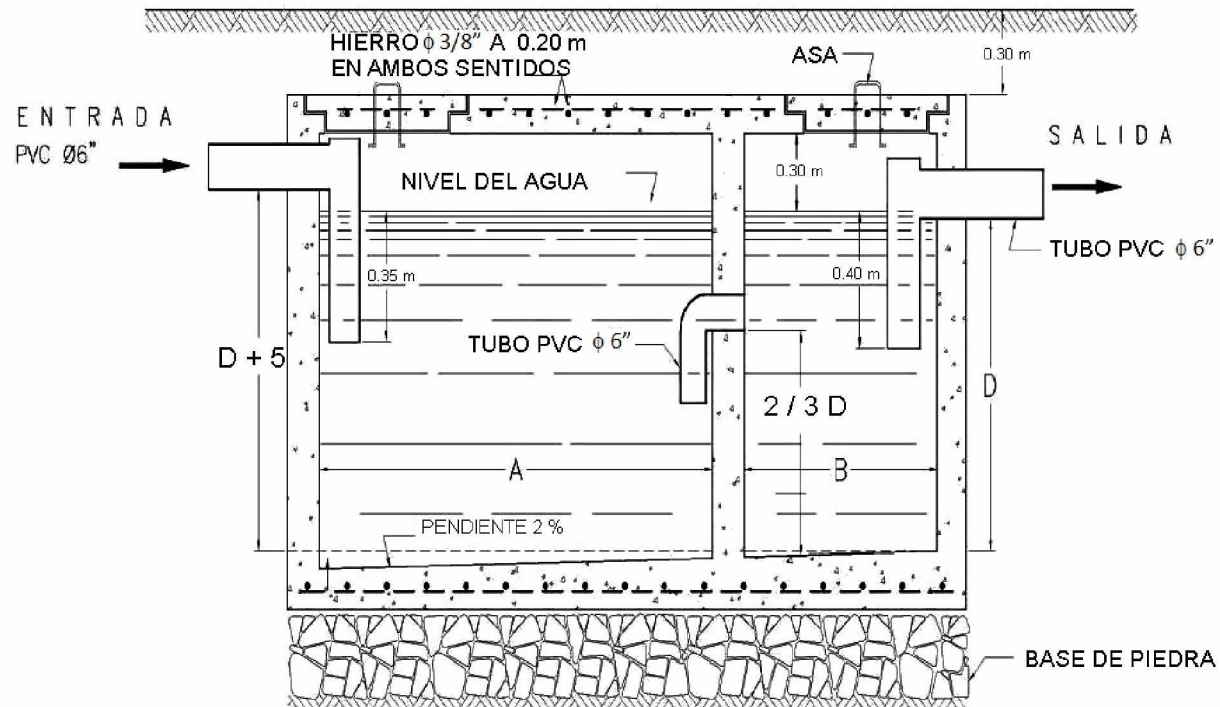
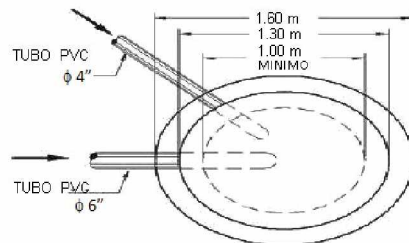


FIGURA 5. 5 Esquema de detalles y dimensiones del tanque séptico

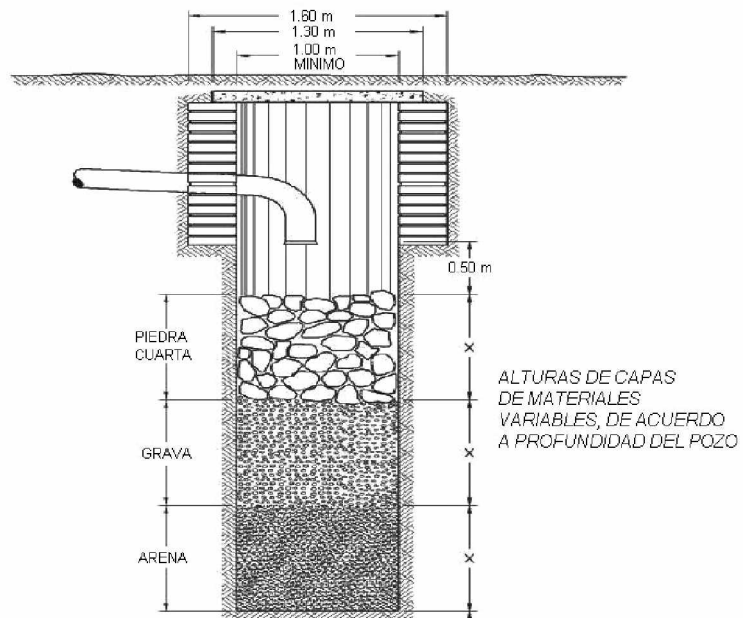


SECCION A - A
TANQUE SEPTICO
ESCALA 1:25

FIGURA 5.6 Esquema de detalles del tanque séptico



PLANTA DE POZO DE ABSORCION
ESCALA 1 : 50



SECCION DE POZO DE ABSORCION
ESCALA 1 : 50

FIGURA 5.7 Esquema de detalles del pozo de absorción

5.2 Letrina Abonera Seca Familiar (LASF)

Llamada también como letrina ecológica. Letrina, porque cumple la función de eliminar las excretas; abonera, porque en un periodo de tiempo determinado es capaz de producir abono orgánico de las excretas y de la tierra seca, ceniza o cal, en un proceso aeróbico anaeróbico; seca, porque al introducir tierra seca, ceniza o cal a las excretas, el contenido, que en un principio es húmedo, se seca; familiar, porque su diseño simple y cómodo permite ser utilizado por los miembros de una familia rural.¹¹

5.2.1 Criterios de ubicación para letrinas de tipo LASF o Solar

- Que exista riesgo de contaminar cuerpos de agua con otro tipo de letrina.
- Que las características del predio de la vivienda no permitan la construcción de otro tipo de letrinas.
- La distancia mínima entre la letrina y líneas de colindancia debe ser de 1 metro.
- Para su localización, debe tomarse en cuenta el patrón de lluvia de la zona, a efecto de evitar al máximo la introducción de agua en su interior, así mismo, por las condiciones propias de este tipo de letrina, no debe construirse bajo sombra, especialmente si se trata de letrina solar.

¹¹ MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL (Norma Técnica Sanitaria Para La Instalación, Uso Y Mantenimiento De Letrinas Secas Sin Arrastre De Agua)

- Se deben instalar en zonas costeras, por las características hidrogeológicas de la zona.

5.2.2 Uso y mantenimiento de Letrinas Aboneras Secas Familiares (LASF)

Para el uso y mantenimiento de la letrina abonera seca familiar se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Cuando la letrina (LASF) esté lista para su uso, se debe sellar primero la taza de la cámara que no se utilizará; posteriormente, se debe colocar en la cámara donde se iniciará el proceso, una capa de aproximadamente 0.03 metros de espesor de cal, ceniza o una mezcla de ambas en igual proporción.
- Después de cada defecación debe agregarse una medida equivalente a media libra de material secante, de tal manera que cubra los excrementos, teniendo el cuidado de no obstruir el conducto de la orina al momento de aplicar dicho material. Para tal efecto, se debe utilizar cal, ceniza o una mezcla de ambas en proporciones iguales.
- El contenido de la cámara, debe revolverse como mínimo una vez por semana a fin de homogenizar el material en proceso de degradación; continuando de esta manera hasta su llenado. Para tal efecto, debe utilizarse un instrumento preferiblemente de madera cuyo extremo permita realizar este procedimiento y que solamente sea utilizado para tal fin.

- Cuando el nivel de llenado ha llegado aproximadamente a 0.10 metros, medido desde la parte inferior de la plancha, la cámara debe cubrirse con cal, ceniza o una mezcla de ambas en igual proporción hasta llegar a la plancha, sellando la tapadera con mezcla de cemento pobre de proporción de una medida de cemento por ocho de arena ó utilizando plástico con hule para su sostén. Posteriormente, debe iniciarse el uso de la segunda cámara siguiendo el mismo procedimiento.
- Cuando la segunda cámara esté por llenarse, se debe extraer el producto de la primera cámara; siempre y cuando haya transcurrido un tiempo mínimo de reposo de 6 meses.
- Cuando el contenido extraído de las cámaras tenga un aspecto seco y no presentara malos olores, éste debe enterrarse de inmediato a una profundidad no mayor de los 0.60 metros con una cubierta de tierra de 0.30 metros; y en caso que sea pastoso o que el nivel freático sea demasiado superficial, éste debe asolearse hasta lograr que esté seco, teniendo cuidado en la manipulación del mismo y verificando que el lugar destinado para el secado sea adecuado, a fin de evitar riesgos de contaminación en el agua y los alimentos, malos olores y proliferación de insectos.
- Dentro de la letrina debe ubicarse un depósito de aproximadamente 20 Litros para el almacenamiento del material secante a utilizar y un depósito más pequeño que pueda contener un aproximado de media libra como mínimo (de material secante), con el que se debe realizar la aplicación directa después de cada uso.

- Con la finalidad de optimizar la capacidad de las cámaras y el proceso de degradación del material contenido en éstas, no debe depositarse el papel de desecho dentro de las cámaras de la letrina. El papel de desecho debe no debe colocarse dentro de la cámara.
- Aproximadamente a los 6 meses (tiempo mínimo), se debe realizar el vaciado de la cámara respectiva previa separación de la compuerta ubicada en la parte trasera de la cámara, utilizando para ello las herramientas adecuadas.
- Se debe revisar frecuentemente la salida del drenaje de la orina a fin de eliminar cualquier objeto que pudiera obstruirlo o producir malos olores.
- Se debe mantener la letrina en condiciones higiénicas, realizando limpieza periódica de la misma, dentro y en el entorno de ésta. Esto incluye, la limpieza de la taza con agua y jabón o detergentes (utilizando para ello, esponjas o similares como tela húmeda), a fin de evitar al máximo que se introduzcan líquidos dentro de la cámara. Al depósito de la orina, debe aplicársele suficiente agua con cal a efecto que disminuyan los malos olores, limpie las mangueras de drenaje y evite al máximo la proliferación de insectos que son propios de estos ambientes. Posterior a este proceso de limpieza, se debe tomar las medidas higiénicas necesarias para evitar daños a la salud.
- El piso de la letrina debe permanecer limpio y completamente seco.

- La taza debe mantenerse tapada después de su uso.
- Se debe realizar en forma oportuna cualquier reparación que amerite en su infraestructura.
- No debe usarse como bodega, ni darle otros usos distintos para los que fue construida.
- Antes de usar nuevamente una de las cámaras de la letrina que ha sido desocupada recientemente, debe esperarse a que ésta se encuentre completamente seca y depositar una capa de material secante de aproximadamente 0.03 metros de espesor de cal, ceniza o una mezcla de ambas en proporciones iguales.
- Cuando la cámara presente humedad sin presencia de gusanos, se debe duplicar la cantidad de material secante. La remoción se debe realizar diariamente, hasta que el problema desaparezca. Se debe investigar la causa que provoca el problema de humedad en la cámara, a fin de corregir el problema en forma definitiva.
- Cuando la cámara presente humedad con presencia de gusanos, se debe aplicar ceniza caliente, teniendo cuidado de no dañar la manguera de drenaje de la orina, duplicando la dosis de material secante y removiendo diariamente hasta que el problema desaparezca.

5.2.3 Esquemas de construcción de Letrinas tipo LASF

Los esquemas de este tipo de letrina se pueden observar en el Anexo 2 "Esquemas de Letrinas Aboneras Secas Familiares (LASF)"

5.3 Letrinas Solares (LS)

Se trata de una modificación de la letrina abonera descrita anteriormente. Consta de una sola cámara, que ha sido prolongada unos 60 cm fuera de la caseta, la tapa de esta prolongación se cubre con una lámina metálica pintada de negro que calienta el material en la cámara y acelera su secado.

Quincenalmente se levanta la tapa metálica y con un azadón se arrastra el excremento sólido mezclado con papel y ceniza o cal, para situarlo debajo de la plancha metálica.

Es aconsejable colocar una chimenea de aireación que termine por encima del techo de la caseta. El tubo de aireación no debe permitir la entrada de agua de lluvia y debe estar provisto de una rejilla para no permitir la salida de las moscas, que naturalmente buscan la luz.

5.3.1 Uso y mantenimiento de Letrina Solar

Para el uso y mantenimiento de la letrina (LS), se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Antes de usar la letrina por primera vez, se debe esparcir una capa de material secante, aproximadamente de 0.005 metros, utilizando cal, ceniza o una mezcla de ambas en proporciones iguales.
- No debe orinarse dentro de la cámara que coleccionará las heces.
- Con la finalidad de optimizar la capacidad de las cámaras y la degradación de la materia contenida en éstas, el papel de desecho no debe colocarse dentro de la cámara.

- La letrina no debe usarse como bodega o darle otros usos distintos para lo cual fue construida.
- Al usar la letrina, debe sentarse sobre la taza correctamente, con el fin de no mezclar la orina con las heces y después de usarla, debe mantenerse tapada.
- Después de cada defecación, debe esparcirse un aproximado de media libra de cal, ceniza o una combinación de ambas en proporciones iguales.
- Cada vez que se le agregue el material secante dentro de la cámara de la letrina, se debe tener cuidado que no caiga dicho material en el depósito separador de la orina.
- Debe mantenerse en condiciones higiénicas, limpiarse diariamente por dentro y en su entorno.
- Cada 7 días se deben mover las heces hacia la cámara solar en uso, utilizando para ello un instrumento preferiblemente de madera, que permita realizar este procedimiento y que solamente sea utilizado para tal fin. Una vez en la cámara, se debe revolver el contenido, con el objeto de homogeneizarlo. Al llenarse la cámara en uso, debe utilizarse la segunda siguiendo el mismo procedimiento, lo cual permitirá que el contenido de la primera permanezca como mínimo 45 días en reposo.
- Después de 45 días, si el producto presenta una consistencia seca y libre de gusanos, debe enterrarse.

- Una vez por semana como mínimo, debe lavarse la taza con agua y jabón o detergente, incluyendo el depósito de orina de la taza, teniendo especial cuidado de no mojar las heces dentro de la cámara.

5.3.2 Esquemas de construcción de Letrinas Solares

Los esquemas de este tipo de letrina se pueden observar en el Anexo 2 “Esquemas de Letrinas Solares (LS)”

5.4 Letrinas de Hoyo Modificado (LHM).

Es una letrina de foso simple, en donde se utiliza la técnica de separación de excretas, por medio de un asiento que tiene un dispositivo para separar la orina de las heces; propiciando también de esta manera la deshidratación de las heces, que permite estabilizar la materia fecal, es por esto que se considera como una letrina de tipo seca. Cuando se le incorpora un tubo de ventilación esta letrina se le llama Letrina de Hoyo Seco Modificada con Ventilación.

5.4.1 Criterios para la ubicación de Letrinas de Hoyo Modificado con o sin ventilación.

- El suelo debe presentar una consistencia que permita la excavación del foso sin deformaciones en su interior.
- Debe ubicarse en terrenos que no presenten riesgos de deslizamientos de tierra.

- Debe ubicarse en terrenos secos y en zonas libres de inundaciones previa observación de los niveles de inundación en época de invierno.
- De preferencia para su instalación, la sección posterior de la caseta debe estar orientada en sentido contrario a los vientos predominantes y el patrón de lluvia de la zona.
- La distancia mínima vertical entre el fondo del foso de la letrina y el nivel freático debe ser de 3 metros en época lluviosa.
- Que no existan riesgos de contaminación de fuentes de agua existentes, como pozos, afloramientos superficiales, ríos y similares.
- La distancia mínima entre la letrina y cualquier vivienda debe ser de 2 metros
- La distancia mínima entre la letrina y líneas de colindancia debe ser de 2 metros.
- La localización de la letrina con respecto a cualquier fuente de suministro de agua (pozos) dentro del predio o en predios vecinos debe ser de 15 metros como mínimo; así mismo, debe tomarse en cuenta la dirección en que corre el agua subterránea, a fin de no ubicar una letrina de hoyo modificada con dirección de la corriente hacia el pozo o fuente natural de suministro de agua, caso contrario, se debe utilizar una de las alternativas de letrina tipo abonera o solar.

5.4.2 Uso y mantenimiento de Letrina de Hoyo Modificado con sin ventilación

Para el uso y mantenimiento adecuado de la letrina de Hoyo Modificada con o sin ventilación, se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Antes de iniciar el uso de la letrina, se debe aplicar una capa de aproximadamente 0.05 metros de espesor de cal, ceniza o una combinación de ambas en el fondo del foso.
- Para evitar la entrada de líquidos al foso, especialmente orina, el usuario debe sentarse correctamente al usar la letrina, y no debe usarse para orinar estando de pie.
- Con la finalidad de incrementar la vida útil de la letrina, el papel de desecho no debe depositarse dentro del foso. Este debe depositarse en un recipiente tapado a fin de evitar malos olores y proliferación de vectores. Posteriormente, debe ser entregado al camión recolector de basura o enterrarlo junto con los desechos sólidos comunes.
- La letrina debe mantenerse tapada después de su uso y no debe ser utilizada como bodega o darle otros usos distintos para lo cual fue construida.
- En época de invierno, se debe tener el cuidado de limpiar y despejar el entorno de la letrina, a fin de evitar acumulación de agua originada por el escurrimiento superficial.

- Se debe lavar como mínimo semanalmente la taza de la letrina con agua y jabón, utilizando para ello esponjas o similares ó tela húmeda, para así evitar que entre líquido dentro del foso; se debe limpiar el interior de la taza, raspando con un instrumento adecuado que permita eliminar restos de materia fecal y material secante que pudiera tener adheridos y que solamente sea utilizado para tal fin. Se deben tomar en cuenta las recomendaciones higiénicas respectivas posteriores a la limpieza de la letrina.
- Las excretas deben cubrirse con material secante una vez por semana como mínimo. Para tal efecto, se debe utilizar cal, ceniza o una mezcla de ambas en igual proporción, agregando una medida equivalente a una libra de dicho material.
- La letrina debe sellarse cuando el nivel de excretas se encuentre a 0.50 metros medidos de la parte inferior de la plancha. El foso debe sellarse con tierra hasta alcanzar el nivel natural del terreno.

5.4.3 Esquemas de construcción de Letrinas de Hoyo Modificado

Los esquemas de este tipo de letrina se pueden observar en el Anexo 2 "Esquemas de Letrinas de Hoyo Modificado (LHM)"

5.5 Dimensiones y Componentes de los tipos de letrinas abonera seca familiar, solar y de hoyo modificado

TABLA 5.2 Dimensiones y componentes de los tipos de letrinas

COMPONENTE	LHM SIN VENTILACION	LASF	LS
1.0.Dimensiones De La Base			
Ancho	1.15m	1.30m	Norte 1.20m Sur 1.10m
Largo	1.50m	1.80m	1.90m
Espesor Mínimo En El Centro	-	0.15m	0.15m
Espesor Mínimo En Los Extremos	-	0.25m	0.25m
Espesor Máximo En Caso De Inundaciones	-	0.60m	0.60m
2.0.Dimensiones De Cámara U Hoyo			
	hoyo	cámara	cámara
Largo	0.90m	1.70m	1.20m
Ancho	0.60m	1.20m	1.00m
Profundidad	de 2.0 a 3.0m	-	-
Alto	-	0.85m	0.41m
Altura Frontal	-	-	0.41m
Altura Posterior	-	-	0.22m
3.0.Instalacion De Plancha			
	1u	2u	1u
4.0.Taza			
	1u	2u	1u
5.0.Gradas ¹			
Huella	-	0.30m	0.30m
ContraHuella	-	0.20m	0.20m
6.0.Deposito Para Confinamiento De La Orina			
Volumen Mínimo(0.40mx0.40mx0.50m) Ancho, Largo Y Alto Respectivamente, Si El Terreno Es Permeable, En Caso Contrario Usar Deposito Plástico	1u	2u	1u
¹ Cuando existan personas discapacitadas se consideraran rampas de acceso especiales			

COMPONENTE		LHM SIN VENTILACION	LASF	LS
	Ubicación Bajo Terreno Natural	0.10m	0.10m	0.10m
7.0.Tubo De Drenaje De Orina		manguera plástica transparente $\phi 1''$	manguera plástica transparente $\phi 1''$	manguera plástica transparente $\phi 1''$
8.0.Dimenciones De Caseta				
	Largo	1.40m	1.70m	1.30m
	Ancho	1.05m	1.20m	1.20m
	Altura Mínima En La Sección Frontal Hasta La Pared	1.80m	1.80m	1.80m
	Altura Mínima En La Sección Posterior Hasta La Pared	1.70m	1.70m	1.70m
Espacio De La Puerta				
	Ancho Mínimo	0.70m	0.70m	0.70m
	Ancho Máximo	0.90m	0.90m	0.90m
	Altura Mínima	1.60m	1.60m	1.60m
9.0.Instalacion De Techo ²		2 laminas galvanizadas acanaladas de 2x1 yardas No.26	3 laminas galvanizadas acanaladas de 2x1 yardas No.26	2 laminas galvanizadas acanaladas de 2x1 yardas No.26
10.0.Compuertas De Las Cámaras(0.40mx0.40m) Ancho Y Alto Respectivamente		-	2u	-
11.0.Colector Solar		-	-	1.00mx0.80m
12.0.Tubo De Ventilación (Opcional)		tubo $\phi 3''$ PVC, 80 PSI	-	-
13.0.Pasamanos(Opcional)		-	1u	-
14.0.Urinario Para Hombres		1u	1u	1u
² Se podrán utilizar otros materiales que sean técnicamente funcionales tales como: Fibrocemento, Zinc-Aluminio, Laminas Plásticas o Fibra de Vidrio				

CAPITULO VI
ESPECIFICACIONES TECNICAS,
PLANOS Y PRESUPUESTO DEL
ALCANTARILLADO SANITARIO
POR GRAVEDAD

6.1 Especificaciones Técnicas

6.1.1 Trazo y nivelación

Este trabajo consiste en colocar el estacado necesario y suficiente para identificar en el terreno los ejes de la tubería, estructuras principales y obras complementarias, así como también las longitudes, anchos y niveles para ejecutar las excavaciones como se indica en los planos. Esto debe realizarse antes de iniciar el desmonte, limpieza, descapote, ó ruptura de pavimentos.

El constructor deberá realizar los trabajos topográficos necesarios para el trazo y replanteo de la obra, tales como: ubicación y fijación de ejes y líneas de referencia por medio de puntos ubicados en elementos inamovibles, las instalaciones existentes de agua potable, ductos telefónicos enterrados, postes de energía eléctrica y de teléfonos, etc.

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. Cualquier modificación en los perfiles por deberá recibir previamente la aprobación de la supervisión.

El costo de ejecución de los trabajos de topografía dependerá del área y del relieve de la región.

La medida y forma de pago para localización y replanteo de las tuberías se harán por metro lineal.

6.1.2 Excavaciones de zanjas

Esta especificación se refiere a las excavaciones de las zanjas donde se instalarán las tuberías para los colectores y las excavaciones necesarias para la construcción de pozos de visitas y cajas de registro mostrados en los planos.

La excavación podrá hacerse a mano o utilizando maquinaria. 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.

Las zanjas que van a recibir los colectores se deberán excavar de acuerdo a una línea de eje (coincidente con el eje de los colectores), respetándose el alineamiento y las profundidades indicadas en los perfiles de los planos.

TABLA 6.1 Ancho de zanjas a excavar según el diámetro de la tubería

DIAMETRO NOMINAL		ANCHO DE ZANJA	
mm	Pulg.	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
100	4	45	70
150	6	45	75
200	8	50	80
250	10	55	85
315	12	60	90
400	16	70	100
450	18	75	105
500	20	80	110

El ancho de las zanjas dependerá del tamaño de los tubos, profundidad de la zanja, taludes de las paredes laterales, naturaleza del terreno y consiguiente necesidad o no de entibación. En la Tabla 6.1, se presenta valores de ancho recomendables en función a la profundidad y diámetro de la tubería.

El ancho de la zanja debe ser igual o mayor a 1.5 veces el diámetro de la tubería pero nunca menor a 0.60m.

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.

Las excavaciones para los pozos de visita deben tener las dimensiones de diseño aumentadas del espacio debido al entibado y a las formas, en caso sean necesarias.

Los taludes de las excavaciones deben ser verticales o inclinados hacia el exterior si es necesario para su estabilidad. El contratista debe proteger las excavaciones de posibles derrumbes que pudieran ocasionar daños al personal que labora en el proyecto, así como a la misma excavación.

Cuando se hagan zanjas en terrenos inestables y/o, profundidades mayores de 1.50 metros o con piedras que sobresalgan de las paredes del zanjo, 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 prejuicios que directamente o indirectamente se deriven por fallas de los ademados. Todos los gastos de compra de materiales de construcción, instalación y desmontaje de los mismos, correrán por cuenta del Contratista.

La medición y forma de pago será por metro cúbico de excavación, tanto manual como de forma mecánica.

6.1.3 Compactación de zanjas

Una vez colocadas, alineadas las tuberías y aprobadas por el interventor así como terminada la construcción de obras complementarias tales como pozos o cámaras, el contratista procederá a colocar los rellenos necesarios con su correspondiente compactación

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, se colocará en capas de 0.10 m de espesor terminado, desde la cama de apoyo compactándolo íntegramente con pisones manuales de peso aprobado, teniendo cuidado de no dañar la tubería y/o estructura.

El segundo relleno compactado, entre el primer relleno y la sub-base, se harán por capas no mayores de 0.15 m de espesor, compactándolo con vibro-apisonadores, planchas y/o rodillos vibratorios. No se permitirá el uso de pisones u otra herramienta manual.

En el caso de zonas de trabajo donde existan pavimentos y/o veredas, el segundo relleno estará comprendido entre el primer relleno hasta el nivel superior del terreno.

La compactación se deberá ejecutar de tal manera que la densidad obtenida sea de acuerdo a la densidad según norma T-180 de la AASHTO (ASTM D 1557) con el fin de conseguir una compactación mínima del 90% del Proctor. Determinado en el laboratorio para el material que esté usándose.

Se deberá ejercer un cuidado especial para obtener una adherencia efectiva entre las diferentes capas, entre el terreno excavado y las capas de relleno.

El pago será por m³ relleno compactado medido en el sitio; ya sea en forma manual mecánica.

Todo material sobrante de la excavación o demolición deberá ser retirado de la obra por el contratista en volqueta con carpa, en el menor tiempo posible. El material será depositado en el sitio autorizado por el municipio, el cual será informado a través de la Supervisión.

El material sobrante de excavación será retirado por el contratista y será pagado por metro cubico de material por diferencia de los m³ excavados, m³ de rellenos y volumen de tubería.

6.1.4 Albañilería

El trabajo de esta sección incluye la provisión de todos los materiales, mano de obra, equipo, servicios y cualquier otro trabajo necesario para la ejecución de todas las obras de concreto simple o reforzado, según se indica en los planos y estas especificaciones.

6.1.4.1 Pozos de visita

Los pozos de visita se construirán conforme a lo indicado en los planos.

Los pozos constan de las siguientes partes:

- Base del pozo
- Cilindro Principal
- Chimenea o cono de acceso
- Otros elementos: escalones de barras de acero y tapaderas.

Esencialmente se considerarán dos diferentes tipos de pozos llamados:

- Pozos sin refuerzo
- Pozos con refuerzo

El pozo sin refuerzo se utilizará, sin importar el diámetro de las tuberías a él conexas, para profundidades menores de 6.0m. El diámetro interno de los pozos sin refuerzo será de 1.20m. La base del pozo será construida en mampostería de piedra con espesor de 0.40m., mientras que el cilindro principal y la chimenea de acceso serán construidos en mampostería de ladrillo.

La mampostería de ladrillo de obra será tipo trinchera como se muestra en los planos y el mortero utilizado será de 1:4. Además las paredes interiores llevarán repello con mortero 1:3 y en su fondo tendrá 5cm de concreto simple.

En el caso de los pozos con refuerzo se utilizarán soleras de coronamiento de 30x25(cm) compuestas por 4 varillas de acero de 1/2" de diámetro y estribos con 1/4" de diámetro cada 15cm, según como lo indican los planos. Otro detalle de estos pozos es el uso de vigas como parte del refuerzo, las cuales se detallan en los planos. El concreto usado será f'c de 210 kg/cm².

Además, se construirán cajas de sostén en los dos tipos de pozos de visita siempre que el desnivel entre cualquier tubería de entrada y el fondo exceda de 1.0m.

Se colocarán estribos con barras de acero de 5/8" de diámetro para habilitar las escaleras de acceso. Además, se colocará tapaderas de hierro fundido de 0.6m de diámetro, para ambos tipos de pozos.

Los pozos de visita deben cumplir con las pruebas de infiltración y estanqueidad que efectuará la supervisión del proyecto.

La medición y forma de pago para los pozos de visita será por metro lineal o por unidad, dependiendo de la parte del pozo que se ha construido.

6.1.4.2 Cajas de registro

Estas cajas se construyen con mampostería de ladrillo de obra y tienen la misma finalidad que los pozos de visita. Sus dimensiones son de 1.0m por lado. La fundación de estas cajas será de 0.15m de mampostería de piedra.

En la mampostería de ladrillo se usará el tipo lazo, como se muestra en los planos, y mortero cuya proporción será de 1:4. Las paredes deben ser repelladas con mortero de 1:3.

Las cajas de registro deben cumplir con las pruebas de infiltración y estanqueidad que efectuara la supervisión del proyecto.

La medición y forma de pago para estas cajas será por unidad.

6.1.4.3 Materiales, morteros, concreto y encofrados

6.1.4.3.1 Cemento

Todo el cemento usado en los trabajos será cemento Portland, Tipo I y estará de acuerdo con los requisitos de "ASTM-C150.

El cemento será entregado en bolsas fuertes y seguras, y será almacenado en un depósito seco protegido de la intemperie, con piso de madera elevado, por lo menos en plataformas de 15cm sobre la superficie del suelo. Además, no se permitirán pilas de más de 10 bolsas de cemento ni se admitirá que lleguen bolsas rotas.

Si el almacenaje del cemento se extendiera por un período superior a cuatro meses, el Contratista suministrará certificados de prueba de una firma reconocida, que confirmen que puede usarse en la obra.

6.1.4.3.2 Agregados

Los agregados para el concreto son: el agregado grueso y el agregado fino, los cuales deberán cumplir con las normas ASTM C 33.

Los agregados necesarios serán combinados en tales proporciones para obtener una graduación satisfactoria. La curva de graduación deberá permanecer dentro de los límites que son equivalentes a la tabla 2 de la norma ASTM C 33.

El agregado grueso deberá ser de piedra triturada, no se aceptará que presente aspecto laminar. El tamaño máximo de los agregados no será mayor de $1 \frac{1}{2}$ 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.

El agregado fino será arena de granos duros, carente de impurezas, su modulo de finura deberá estar entre 2.3 y 3.0.

Todos los agregados que se utilicen en la obra deberán almacenarse en un lugar que tenga piso de concreto y buen drenaje, de manera que se evite la contaminación del material con el suelo o la mezcla accidental entre los diferentes agregados.

6.1.4.3.3 Agua para mezcla

El agua utilizada en la mezcla y en la cura del hormigón, deberá ser fresca, limpia y libre de materiales perjudiciales, tales como, aguas negras, aceite, ácidos, materiales alcalinos, materiales orgánicos u otras sustancias perjudiciales.

6.1.4.3.4 Ladrillos de barro

Los ladrillos deberán ser sólidos, sanos, bien formados, de tamaño uniforme y sin grietas o escamas. Deberán cumplir con las normas ASTM C-62 Y C-67.

Los ladrillos serán construidos a máquina o a mano, bien cocidos, de dimensiones 7cm x 14cm x 28cm y resistencia a la ruptura por compresión igual o mayor de 80Kg/cm². El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento arena de 1:4

6.1.4.3.5 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo consistirá de barras de sección circular corrugadas de acuerdo con la norma ASTM A 615, de Grado 40 con refuerzo de fluencia de 2800kg/cm².

La prueba de calidad se realizará por medio de ensayos a tensión tomando tres muestras de cada lote de diferentes diámetros, con una longitud de 90cm.

6.1.4.3.6 Diseño de mezclas de concreto

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 sometiénolas 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 Materials (ASTM) C 31, C39, C 172. Por lo menos se harán tres cilindros por cada 12 metros

cúbicos o de acuerdo con las necesidades de la obra. De las tres muestras una se someterá a la prueba de compresión a los 7 días y las otras dos se probarán a los 28 días, excepto cuando se usare algún aditivo acelerante, en cuyo caso las edades de prueba serán 3 y 14 días respectivamente.

La aceptación del concreto en cuanto a su resistencia se hará en base al American Concrete Institute (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.

- TRANSPORTE DEL CONCRETO

El concreto se trasladará hasta el elemento a colar, por métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales.

- COLOCACION DEL CONCRETO

Se colocará el concreto de tal manera que se evite la segregación de los materiales pétreos, para esto se podrá hacer uso de vibradores de inmersión, teniendo cuidado que la vibración no sea demasiado prolongada provocando segregación.

- CURADO DEL CONCRETO

Al concreto debe protegerse con una capa de agua o algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante un período mínimo de 7 días, mientras se efectúa el proceso de fraguado de éste.

6.1.4.3.7 Mortero

El mortero a utilizar será de tipo ordinario. Por lo tanto, la mezcla para mortero cemento - arena en proporción al volumen será 1:4 para el pegado de ladrillos de obra; para el repello de las paredes de ladrillo su dosificación corresponde a 1:3; y para el caso de mampostería de piedra se utilizará 1:6.

6.1.4.3.8 Repello

El repello de los pozos será de mortero en proporción 1:3 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 ½) y se terminará siempre con llana o regla.

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.

6.1.4.3.9 Encofrados

Los encofrados se usarán donde sea necesario para confinar el concreto, darle forma de acuerdo a las dimensiones requeridas. Los encofrados deberán ser madera; y deberán construirse de tal manera de obtener las dimensiones de los elementos estructurales que se indican en los planos. Los encofrados deberán tener buena resistencia y rigidez.

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.

La forma de pago de los encofrados será por unidad.

6.1.5 Suministro e instalación de tubería de PVC

Esta especificación se aplicará a todas las tuberías de P.V.C., incluyendo accesorios.

La tubería para alcantarillado utilizada será de junta rápida, mínimo de 100 PSI, deberán satisfacer las normas ASTM-F949, con empaque ASTM F-477. Se deberá respetar los diámetros establecidos en los planos.

Los accesorios tendrán un tipo de junta compatible con la descrita para la tubería y estarán diseñados para trabajar a una presión igual a la especificada para la tubería.

Las juntas no deberán sufrir desplazamientos y mantendrán a los tubos y accesorios en su lugar.

- TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

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 P.V.C 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.

- INSTALACION DE TUBERIAS

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 2m, 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. Los extremos de la tubería

deberán ser cortes a escuadra, uniformes y libres de suciedad, aceite o grasa.

Las juntas se deberán unir de acuerdo con las instrucciones del fabricante.

La medición y forma de pago correspondiente a las instalaciones de las tuberías será efectuado por metro lineal.

6.1.6 Prueba hidráulica de infiltración y estanqueidad

El ensayo de estanqueidad se fundamenta en el llenado con agua de las tuberías de un sistema de alcantarillado, sometiéndola a una presión dada, para determinar la pérdida del agua, con el objetivo de establecer su aceptabilidad.

Se probará cada tramo de la instalación obturando la entrada de la tubería en la arqueta "aguas abajo", rellenando con agua desde la arqueta "aguas arriba", se dejarán transcurrir 30 minutos realizándose una inspección general, comprobándose que no existen fugas.

Dicha prueba será evaluada por La Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANDA).

6.1.7 Ruptura y reposición de pavimentos

El trabajo consistirá en la rotura o demolición de pavimentos, de cualquier clase: de asfalto, de concreto, 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.

Cuando el Contratista corte cualquier tipo de pavimento fuera de ancho de zanja estipulado en la sección 6.1.2 sin autorización del Supervisor, éste deberá reponer el sobre ancho sin derecho a pago.

6.1.7.1 Remoción y reposición de empedrados

Cuando el material producto de la rotura o demolición del pavimento empedrado pueda ser utilizado posteriormente en la reconstrucción de los mismos, será dispuesto en los alrededores del área de su remoción de forma tal que no sufra deterioro alguno ni cause interferencia con la ejecución de los trabajos; en caso contrario deberá ser retirado según lo ordene el Supervisor.

La reposición del pavimento consistirá en construir una superficie de rodadura que presente condiciones similares o mejor grado y calidad que la anterior.

Su medición y forma de pago será por metro lineal.

6.1.7.2 Remoción y reposición de asfaltos

El material producto de la ruptura de pavimentos de asfalto no 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.

Su medición y forma de pago será por metro lineal.

6.1.8 Mampostería

6.1.8.1 Mampostería de piedra

- MATERIALES

Las piedras a utilizar tendrán una resistencia a la rotura no inferior a 150 kg/cm² y deberán estar libres de grietas, aceites, tierra u otros materiales que reduzcan su resistencia e impidan la adherencia del mortero. 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 ASSHTO, designación T-96.

El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento a arena de 1:6 y no se permitirá el uso de mortero que haya permanecido más de 30 minutos sin usar, después de haberse iniciado su preparación.

- CONSTRUCCION

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.

Su medición y forma de pago será por metro cúbico.

6.1.8.2 Mampostería de ladrillo de barro

- MATERIALES

Los ladrillos deberán ser sólidos, sanos, bien formados, de tamaño uniforme y sin grietas o escamas.

El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento arena de 1:4.

- CONSTRUCCION

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.

Su medición y forma de pago será por metro cuadrado.

6.2 Planos del alcantarillado sanitario

Los planos correspondientes al diseño y detalles del sistema de alcantarillado sanitario para la Ciudad de San José Guayabal se pueden observar en el Anexo 1, cuyo contenido es el siguiente:

Hoja 1: Levantamiento Topográfico de la Ciudad

Hoja 2: Distribución de Colectores

Hoja 3 y 4: Perfiles de los Colectores

Hoja 5: Detalles de Pozos de Visita y Cajas de Registro

6.3 Presupuesto del alcantarillado sanitario

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.

Debido a que la cantidad de colectores y estructuras complementarias de este diseño es elevada, se optó por auxiliarse de hojas electrónicas para facilitar los procesos matemáticos necesarios para el cálculo del presupuesto.

6.3.1 Consideraciones generales

Para realizar el cálculo del presupuesto se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- Este presupuesto será calculado solo para la construcción del alcantarillado sanitario por gravedad e independiente de la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- En el presupuesto se incluye los costos directos, los costos indirectos y el impuesto al valor agregado (IVA) del valor de las obras, que actualmente es del 13%.

- Los costos indirectos serán un porcentaje de los costos directos en cada partida del proyecto, que en este caso se considerará del 37%, en el cual se incluirá la depreciación del equipo, las instalaciones provisionales, laboratorio de suelos y materiales, etc.
- Para las instalaciones provisionales se debe considerar que la empresa constructora alquile una vivienda del lugar para reducir costos.
- El contratante deberá realizar la presentación de las siguientes fianzas:
 - a) Garantía de mantenimiento de oferta: 5% del monto del contrato
 - b) Garantía de buena inversión del anticipo: 20% del monto del contrato
 - c) Garantía de cumplimiento del contrato: 10% del monto del contrato
 - d) Garantía de pagos a terceros: 10% del monto de contrato
 - e) Garantía de buena obra: 10% del monto de contrato por un plazo de un año
- 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.
- La excavación será mecánica en todas las calles y avenidas, cuyo volumen aproximado será de 15,331.47 m³.

- La excavación manual se realizará en los pasajes peatonales y para terminar de llegar al nivel adecuado después de haber utilizada la excavación mecánica. El volumen será de $1,772.82\text{m}^3$, aproximadamente.
- El ancho de las zanjas será de 1 metro aproximadamente en todos los casos.
- La compactación será manual los primeros 30cm sobre la rasante de la tubería ($3,788.50\text{m}^3$), mientras que la compactación mecánica es el volumen de excavación total menos el volumen de compactación manual y volumen de pozos de visita y cajas de inspección ($13,295.79\text{m}^3$)
- Se construirá ademados en todas las calles y avenidas, cuya cantidad es de $16,951.32\text{ m}^2$. Sin embargo, para esta partida se considera el reuso de madera, de por lo menos cinco veces.
- Se colocarán tuberías de 8 pulgadas en una longitud de $7,045.08$ metros lineales, mientras que para tuberías de 6 pulgadas la longitud es de 895.37 metros. Estas tuberías son de junta rápida (Novafort).
- Para calcular la demolición y reparación de las vías de acceso se deben conocer los tipos de revestimientos de las calles, avenidas y pasajes peatonales, los cuales son: $2,076.59\text{ m}$ de superficie de asfalto, $1,568.95\text{ m}$ con superficie fraguado empedrado y el resto es de tierra. En esta partida se debe tomar en cuenta que los datos

anteriores pueden variar al paso del tiempo, por lo que debe verificarse antes de la construcción.

- En el caso de la reparación del fraguado empedrado se reutilizará la piedra removida para minimizar los costos de esta partida.
- A todos los pozos de visita y cajas de inspección se les hará repello para evitar la filtración de agua.
- Todos los pozos de visita llevarán tapaderas de hierro fundido con su respectivo anillo de metal, mientras que las cajas de inspección tendrán tapas de concreto armado.
- En la partida de las cajas de inspección 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. Luego, se subdividirán en partidas de cono truncado, de cilindro y de fundación, para cada tipo de pozo.

6.3.2 Resumen de costos unitarios

En la siguiente página se presentan los costos de cada partida del proyecto, con los cuales se obtiene el monto total de éste.

RESUMEN DE COSTOS UNITARIOS

PRESENTADO POR: Trabajo de Graduación "Diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento

Para La Ciudad de San José Guayabal"

PARA: Alcaldía Municipal de San José Guayabal

FECHA: Septiembre de 2009

No.	DESCRIPCION PARTIDA	CANT.	UNI DAD	COSTO DIRECTO			TOTAL COSTO DIRECTO	COSTO INDIRECTO 37%	I.V.A. 13%	TOTAL COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO DE PARTIDA \$
				MATERIAL	M.O	OTROS						
1	EXCAVACION Y COMPACTACION											\$ 485.938,48
1.1	EXCAVACION MANUAL	1772,82	m³	0,00	10,20	0,00	10,20	3,77	1,82	15,79	27993,93	
1.2	EXCAVACION MECANICA	15311,47	m³	0,00	0,00	4,40	4,40	1,63	0,78	6,81	104296,20	
1.3	COMPACTACION MANUAL	3788,5	m³	0,00	9,60	0,00	9,60	3,55	1,71	14,86	56303,78	
1.4	COMPACTACION MECANICA	13295,79	m³	0,00	4,56	2,50	7,06	2,61	1,26	10,93	145317,45	
1.5	ADEMADO DE ZANJAS	16951,32	m²	2,42	3,38	0,00	5,79	2,14	1,03	8,97	152027,12	
2	INSTALACION DE TUBERIAS											\$ 267.543,62
2.1	TRAZO DE TUBERIAS	7940,45	ml	0,03	0,30	0,12	0,45	0,17	0,08	0,70	5537,82	
2.2	TUBERIA DE 6 PULG., PVC	895,37	ml	15,64	0,70	0,00	16,34	6,05	2,91	25,30	22651,93	
2.3	TUBERIA DE 8 PULG., PVC	7045,08	ml	21,19	0,76	0,00	21,95	8,12	3,91	33,97	239353,86	
3	POZO DE VISITA SIN REFUERZO											\$ 82.924,28
3.1	CONO TRUNCADO PARA POZOS DE VISITA SIN REFUERZO, D=1.20m	92	unidad	89,09	60,99	1,45	151,53	56,07	26,99	234,59	21581,88	
3.2	CILINDRO DE POZOS DE VISITA SIN REFUERZO, D=1.20m	206,09	ml	84,56	72,83	0,00	157,39	58,24	28,03	243,66	50215,64	
3.3	FUNDACION DE POZOS DE VISITA SIN REFUERZO, D=1.20m	92	unidad	30,61	47,51	0,00	78,12	28,91	13,91	120,94	11126,76	

4	<i>POZO DE VISITA CON REFUERZO</i>										\$ 93.274,33
4.1	CONO TRUNCADO PARA POZOS DE VISITA CON REFUERZO, D=1.50m	37	unidad	99,71	74,29	0,00	175,45	64,92	31,25	271,61	10049,68
4.2	CILINDRO DE POZOS DE VISITA CON REFUERZO, D=1.50m	166,3	ml	163,08	82,08	5,76	250,92	92,84	44,69	388,46	64600,12
4.3	FUNDACION DE POZOS DE VISITA CON REFUERZO, D=1.50m	37	unidad	255,95	47,51	21,69	325,15	120,31	57,91	503,37	18624,52
5	<i>ELEMENTOS DE POZOS DE VISITA</i>										\$ 25.434,54
5.1	CAJAS DE SOSTEN	38	unidad	16,37	6,39	0,24	23	8,51	4,10	35,61	1353,04
5.2	NERVIO PARA CONEXIONES DE TUBERIAS A POZOS DE VISITA	77	unidad	5,23	5,74	0,24	11,21	4,15	2,00	17,36	1336,41
5.3	TAPADERAS DE HIERRO FUNDIDO	129	unidad	102,00	7,70	0,00	109,70	40,59	19,54	169,82	21906,63
5.4	ANDAMIOS PARA CONSTRUCCION DE POZOS	1	sg	471,60	70,00	0,00	541,60	200,39	96,46	838,46	838,46
6	<i>CAJAS DE INSPECCION</i>										\$ 11.629,46
6.1	CAJAS DE INSPECCION	42	unidad	110,41	65,73	2,72	178,86	66,18	31,85	276,89	11629,46
7	<i>DEMOLICION Y REPARACION DE PAVIMENTO</i>										\$ 53.390,13
7.1	DEMOLICION DE ASFALTO	2076,59	ml	0,00	0,90	0,19	1,09	0,40	0,19	1,69	3517,95
7.2	DEMOLICION DE EMPEDRADO FRAGUADO	1568,95	ml	0,00	1,05	0,00	1,05	0,39	0,19	1,63	2550,34
7.3	REPARACION DE ASFALTO	2076,59	ml	7,68	1,40	0,90	9,98	3,69	1,78	15,45	32074,71
7.4	REPARACION DE EMPEDRADO FRAGUADO	1568,95	ml	3,39	2,89	0,00	6,28	2,32	1,12	9,72	15247,12
COSTO TOTAL											\$ 902.774,18
IVA											\$ 117.360,64
VALOR DE LA OFERTA											\$ 1.020.134,82

CAPITULO VII
DISEÑO DE LAS PLANTAS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

7.1. Características del lugar

Las propuestas de diseño de alcantarillado sanitario requerirán de la disposición de dos terrenos. El primer terreno se encuentra ubicado al norte del casco urbano, cuya área es aproximadamente de 1493.1m².

El segundo terreno se encuentra ubicado al noroeste del casco urbano con un área de aproximadamente 820.6 m².

Para mayor comprensión se puede visualizar la ubicación de los terrenos en la Figura 7.1



Figura 7.1 Ubicación de los terrenos propuestos para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas

7.2. Cálculo del caudal y caracterización del agua residual

1) *Calculo del caudal*

Para la determinación del caudal utilizaremos el método geométrico para proyectar la población para un periodo de diseño de 10 años.

Determinación de la población de diseño planta N° 1

$P_f =$ Poblacion futura

$n =$ Periodo de diseño = 10 años

$i =$ Tasa de crecimiento = 1.18 %

$P_i =$ No de habitantes (P_{2008}) = 2314 habitantes

$$P_f = P_i(1 + i)^n = 2314 \times (1 + 0.0118)^{10} = 2602 \text{ habitantes}$$

Determinación de caudales para la planta N°1

Dotaciones para caudal

Según el Capitulo II de esta investigación las dotaciones a utilizar para la determinación del caudal serán las que se observan en la tabla 7.1.

La mayoría de los locales comerciales consistía de vivienda y un área alrededor de 2mx3m destinado para el uso comercial, por lo que se decidió solo ponerle un 20% del área del lote para obtener el consumo de los locales comerciales; en el mercado la mayoría de establecimientos es venta de ropa así que solo se tomará el 30% del área para calcular el consumo de agua; en las iglesias el tiempo de estancia es mínimo, por lo

cual se tomará solo el 15% de asientos para determinar el consumo de estos establecimientos; finalmente, para las oficinas que son a la vez viviendas el porcentaje utilizado será de 50% del área del lote donde están ubicadas.

Tabla 7.1 Dotaciones para Planta No1

Nombres	Factores	Datos	Planta 1					
			Resultados					
Población	125	L/p*d	2602	habitantes	325250.00		325250.00	413156.1 L/d
Local Comercial	20	L/m²*d	2135	m²	42700.00	20 %	8540.00	
Restaurante	50	L/m²*d	545	m²	27250.00		27250.00	
Escuelas	40	L/alum*d	1014	alumnos	40560.00		40560.00	
Consult. Médicos	500	L/con*d	7	consultorios	3500.00		3500.00	
Consult. Dental	1000	L/con*d	2	consultorios	2000.00		2000.00	
Mercado	15	L/m²*d	1015	m²	15225.00	30 %	4567.50	
Iglesia	3	L/asiento*d	208	Nº de asiento	624.00	15 %	93.60	
Oficina	6	L/m²*d	465	m²	2790.00	50 %	1395.00	
Área Infiltración	0.1	L/s*hectárea	18.09	hectáreas	1.81		1.81	1.81 L/s

- *Caudal medio*

$$Q_{md} = 0.8 \left[\frac{P \times D}{86400} \right] + 0.1 \times A_{inf} = 0.8 \left[\frac{413156.1 \text{ l/d}}{86400 \text{ s/d}} \right] + 1.81 \text{ l/s} = 5.63 \text{ l/s}$$

- *Caudal máximo*

Coefficiente máximo horario, $K_2 = 2.4$

$$Q_{max} = K_2 \times Q_{md} = 2.4 \times 5.63 \text{ l/s} = 13.51 \text{ l/s}$$

- *Caudal mínimo*

Coefficiente mínimo horario, $K_3 = 0.3$

$$Q_{min} = K_3 \times Q_{md} = 0.3 \times 5.63 \text{ l/s} = 1.69 \text{ l/s}$$

Determinación de la población de diseño planta N° 2

Teniendo en cuenta los siguientes datos: $n = 10$ años; $i = 1.18\%$; $P_i = 1160$ habitantes

$$P_f = P_i(1 + i)^n = 1160 \times (1 + 0.0118)^{10} = 1304 \text{ habitantes}$$

Determinación de caudales para la planta N°2

Dotaciones para caudal

Tabla 7.2 Dotaciones para Planta No2

Nombres	Factores		Planta 2					
			Datos	Resultados				
Población	125	L/p*d	1304	habitantes	163000.00		163000.00	164640.00 L/d
Local Comercial	20	L/m ² *d	410	m ²	8200.00	20%	1640	
Restaurante	50	L/m ² *d		m ²	0.00			
Escuelas	40	L/alum*d		alumnos	0.00			
Consult. Médicos	500	L/con*d		consultorios	0.00			
Consult. Dental	1000	L/con*d		consultorios	0.00			
Mercado	15	L/m ² *d		m ²	0.00			
Iglesia	3	L/asiento*d		N° de asiento	0.00			
Oficina	6	L/m ² *d		m ²	0.00			
Área Infiltración	0.1	L/s*hectárea	11.56	hectáreas	1.16		1.16 L/s	

- *Caudal medio*

$$Q_{md} = 0.8 \left[\frac{P \times D}{86400} \right] + 0.1 \times A_{inf} = 0.8 \left[\frac{164640 \text{ l/d}}{86400 \text{ s/d}} \right] + 1.16 \text{ l/s} = 2.68 \text{ l/s}$$

- *Caudal máximo*

Coeficiente máximo horario, $K_2 = 2.4$

$$Q_{max} = K_2 \times Q_{md} = 2.4 \times 2.68 \text{ l/s} = 6.43 \text{ l/s}$$

- *Caudal mínimo*

Coeficiente mínimo horario, $K_3 = 0.3$

$$Q_{min} = K_3 \times Q_{md} = 0.3 \times 2.68 \text{ l/s} = 0.80 \text{ l/s}$$

Determinación de la población de diseño planta N° 3

Considerando: $n = 10$ años; $i = 1.18\%$; $P_i = 3474$ habitantes

$$P_f = P_i(1 + i)^n = 3474 \times (1 + 0.0118)^{10} = 3906 \text{ habitantes}$$

Determinación de caudales para la planta N°3

Dotaciones para caudal

Para la planta 3 será igual a la sumatoria de las dos plantas anteriores,

$$\text{Planta 1} + \text{Planta 2} = 164640.00 + 413156.1 = 577796.10; A_{inf} = 1.81 + 1.16 = 2.97$$

- *Caudal medio*

$$Q_{md} = 0.8 \left[\frac{P \times D}{86400} \right] + 0.1 \times A_{inf} = 0.8 \left[\frac{577796.1 \text{ l/d}}{86400 \text{ s/d}} \right] + 2.97 \text{ l/s} = 8.31 \text{ l/s}$$

- *Caudal máximo*

Coeficiente máximo horario, $K_2 = 2.4$

$$Q_{max} = K_2 \times Q_{md} = 2.4 \times 8.31 \text{ l/s} = 19.94 \text{ l/s}$$

- *Caudal mínimo*

Coefficiente mínimo horario, $K_3 = 0.3$

$$Q_{min} = K_3 \times Q_{md} = 0.3 \times 8.31 \text{ l/s} = 2.49 \text{ l/s}$$

2) Caracterización del agua residual

Con el fin de no alterar el establecimiento el ecosistema de los cuerpos hídricos receptores, los diferentes diseños de plantas de tratamiento para este trabajo de investigación, estarán regidos bajo la legislación que establece el CONACYT. Dicha norma tiene como objetivo el establecimiento de los valores máximos permisibles, en la descarga de aguas residuales de origen domestico.

Tabla 7.3. Parámetros Máximos Permitidos En El Efluente Del Sistema Para Aguas Residuales Domésticas

<i>PARAMETRO</i>	<i>VALOR MAXIMO PERMISIBLE</i>
Demanda Bioquímica De Oxígeno(DBO5)	60 mg/L
Demanda Química De Oxígeno (DQO)	150 mg/L
Potencial De Hidrogeno (pH)	5-9
Sólidos Suspendidos	60 mg/L
Sólidos Sedimentables	1 mg/L
Aceites Y Grasas	10 mg/L
Fosforo Total	3 mg/L
Temperatura	30 ± 5 °C

Fuente: norma de especificaciones de calidad del agua residual descargadas a un cuerpo receptor (CONACYT).

Debido a la falta de alcantarillado sanitario en la ciudad de San José Guayabal, la obtención de muestras para establecer un análisis del agua residual así como la caracterización de éstas, es imposible, por lo tanto

se tomaron datos pertenecientes a la población de Atiquizaya, ya que presentan similitud en aspectos como actividades y costumbres.

Tabla 7.4. Valores correspondientes a parámetros para estudio de efluente en estado crudo

Parámetro	Unidades	Resultado
Sólidos Suspendidos	mg/l	310
Sólidos Sedimentables	mg/l	7
DBO5	mg/l	300
DQO	mg/l	450
Aceites y grasas	mg/l	17

Fuente: Trabajo de Graduación, "Diseño De Una Planta De Tratamiento De Aguas Residuales Para El Municipio De Atiquizaya", UES.

7.3. Alternativas de diseño de la planta de tratamiento

7.3.1 Alternativa de tratamiento No.1

Debido a la topografía que presenta la ciudad de San José Guayabal, La alternativa No.1, consiste en el diseño de dos plantas de tratamiento, con el fin de llevar las aguas residuales domesticas del casco urbano por gravedad. Ambas plantas cuentan con los siguientes elementos:

Pre - tratamiento

- Sistema de rejas
- Desarenador
- Medidor de caudal Parshall

Tratamiento primario

- Sedimentador primario

Tratamiento secundario

- Sistema de filtro percolador
- Sedimentador secundario

Tratamiento de lodos

- Digestor de lodos
- Patio de secado de lodos

7.3.1.1 Planta de tratamiento de aguas residuales No.1

- DISEÑO DE REJAS

Para el diseño de las partes que componen las rejillas se utilizaron los parámetros presentados en las normas peruanas, bolivianas y mexicanas los cuales se muestran en la Tabla 7.5.

Diseño de canal

El caudal máximo que tendremos en la planta de tratamiento será el caudal máximo horario, $Q=13.51 \text{ L/s}$ ó $0.01351 \text{ m}^3/\text{s}$.

De continuidad tenemos:

$$Q = Va * A$$

Donde:

Va: Velocidad de aproximación

(De tabla 7.5 consideraremos el valor de 0.6 m/s)

A: Sección Transversal

Despejando obtendremos un área transversal(A):

$$A = \frac{Q_{max}}{Va} = \frac{0.01351 m^3/s}{0.6 m/s} = 0.0225 m^2$$

Tabla 7.5. Comparación de Normas Internacionales

Parámetro	Unidad	Valor Del Parámetro Según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de limpieza	-	manual	mecánica	manual	mecánica	manual	mecánica
Tipo de barra	-			rectangular		Rectangular	
Espesor de barra	mm	-	-	-	-	5-15	-
Ancho de barra	mm	-	-	-	-	30-75	-
Espaciamiento entre barras	mm			15 a 50	3 y 77	20 y 50	-
Velocidad entre barras limpias	mm	-	-	-	0.6 y 1.2	0.6 a 0.75	-
Velocidad de aproximación	m/s	-	-	0.3 y 0.6	0.3 y 0.9	0.3 y 0.6	-
Angulo de inclinación de las barras(con respecto a la horizontal)	grados	-	-	-	-	45 y 60	-

Fuente: Trabajo de Graduación, "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador", UES.

Asumiendo un ancho de canal (b) de: 0.2 m

Considerando un canal rectangular, obtendremos un tirante de flujo (T):

$$A = b \times T$$

Despejando nuestro tirante será:

$$T = \frac{A}{b} = \frac{0.0225 m^2}{0.2 m} = 0.11 m$$

De la ecuación de Manning podemos determinar la pendiente del canal:

$$V_a = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Para n : 0.015;

$$R = \frac{A_H}{P_m} = \frac{\text{Area Hidraulica}}{\text{Perimetro mojado}}$$

$$R = \frac{0.0225 \text{ m}^2}{0.2 \text{ m} + 0.11 \text{ m} + 0.11 \text{ m}} = 0.053 \text{ m}$$

Despejando:

$$S = \left[\frac{V_a \times n}{R^{2/3}} \right]^{1/2}$$

$$S = \left[\frac{0.6 \text{ m/s} \times 0.015}{0.053^{2/3} \text{ m}} \right]^{1/2} = 0.25 \%$$

Asumiremos un borde libre (bl): 0.39 m

Profundidad del canal (h):

$$h = bl + T = 0.39 \text{ m} + 0.11 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

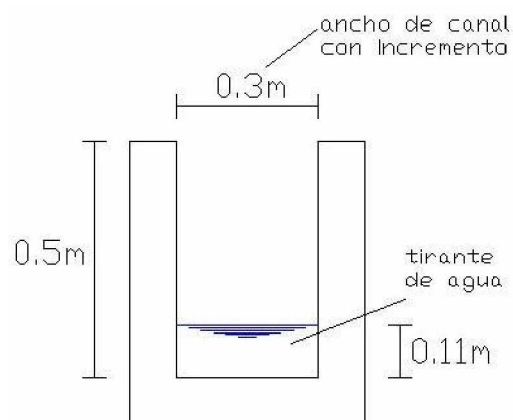


FIG 7.2 Sección del canal de las rejillas para la Planta N°1

Diseño del sistema de rejas

Del Capítulo 2, sección 2.4.2.1.1 retomamos:

Claros libres entre barras de 1-5 cm, comúnmente 2.5 cm, colocadas en un ángulo de 30-60° respecto al plano horizontal.

Para obtener el factor de forma ocuparemos sección circular obtenida de la figura 7.2

	Forma De Sección Transversal						
Factor De Forma	A	B	C	D	E	F	G
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

Coeficiente De Perdida Para Rejillas

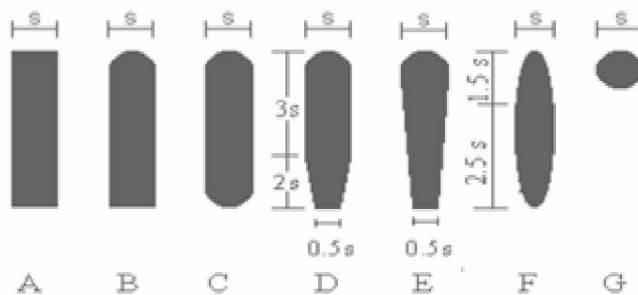


Figura 7.2 Coeficientes de la sección de barras

Asumiendo:

Espesor (br): 10 mm

Espacio entre barras (claros) (e): 15mm

Inclinación (δ): 30°

Coefficiente de sección (β): 1.79 (Sección circular)

Velocidad de aproximación (V_a): 0.6 m/s

Incrementando la sección en un 40%: $0.28 \approx 0.3m$

La pérdida por obstrucción de los barrotes depende de dichas secciones y se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{br}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V_a^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$\Delta h = \left[1.79 \times \left(\frac{10}{15}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.6^2}{2 \times 9.81} \text{sen}30 \right] \times 100$$

$$\Delta h = 1.35cm$$

Para rejillas sucias en un 50%

$$e' = e \times 0.5 = \frac{15mm}{10mm} \times 0.5 = 0.75cm$$

$$b' = br + e' = 1 + 0.75 = 1.75cm$$

Pérdida de carga:

$$\Delta h' = \beta \times \left(\frac{b'}{e'}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V_a^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$\Delta h' = \left[1.79 \times \left(\frac{1.75}{0.75}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.6^2}{2 \times 9.81} \text{sen}30 \right] \times 100$$

$$\Delta h' = 7.19cm$$

Pérdida de carga promedio:

$$\Delta h_{prom} = \frac{\Delta h + \Delta h'}{2} = \frac{1.35cm + 7.19cm}{2} = 4.27 cm$$

- DISEÑO DEL DESARENADOR

Para el diseño del desarenador utilizaremos algunos criterios establecidos por las normas mexicanas, bolivianas y a colombiana, dicha información se resume en la Tabla 7.6

Tabla 7.6. Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores

Parámetro	Valor Del Parámetro Según			
	Unidad	Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Numero de cámaras desarenadoras	Unidad	2	2	2
Velocidad en las cámaras	m/h	0.2-0.4	0.2-0.4	0.3 - 0.36
Tiempo de retención hidráulico	Minutos	20 segundos y 3 minutos	20 segundos y 3 minutos	A definir oportunamente
Tasa de desbordamiento	m ³ /m ² /día	700 y 1600	700 y 1600	1080 y 1680
Tipo de limpieza	-	Manual para Q _{max} inferiores a 50 L/s	Manual para Q _{max} < 50 L/s	Manual
Caudal de diseño	m ³ / día	Q _{max} horario	Q _{max} horario	Q _{max} horario
Frecuencia mínima de limpieza	Semana	-	-	1 vez
Estructuras de control de caudal	unidad	Sutro	Sutro	Sutro, Parshall o Palmer

Fuente: Trabajo de Graduación, "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador", UES.

Sección transversal (S)

De tabla 7.6 retomamos para la velocidad de escurrimiento (V_{esc}) de 0.3m/s, asumiendo una profundidad de flujo (h) de 0.20m y de caudal máximo horario $Q_{max}=0.01351m^3/s$ tenemos:

$$S = \frac{Q_{max}}{V_{esc}} = \frac{0.01351 m^3/s}{0.3 m/s} = 0.045m^2$$

De lo anterior obtenemos un ancho:

$$Ancho_{max} = \frac{S}{h} = \frac{0.045m^2}{0.20 m} = 0.23m \approx 0.25 m$$

Para caudal mínimo horario (Q_{min}) de 0.00169m³/s y una profundidad de flujo (h) de 0.10 m tenemos un ancho de:

$$S = \frac{Q_{min}}{V_{esc}} = \frac{0.00169 m^3/s}{0.3 m/s} = 0.0056m^2$$

$$Ancho_{min} = \frac{S}{h} = \frac{0.0056m^2}{0.10 m} = 0.06m \approx 0.10 m$$

El ancho del canal que se utilizará será el ancho promedio dado con el caudal máximo y el caudal mínimo:

$$Ancho_{prom} = \frac{Ancho_{max} + Ancho_{min}}{2}$$

$$Ancho_{prom} = \frac{0.25m + 0.10m}{2} = 0.175m \approx 0.2m$$

RECOMENDACIÓN: 2 cámaras a 0.2 m de ancho cada una por 0.50 m.

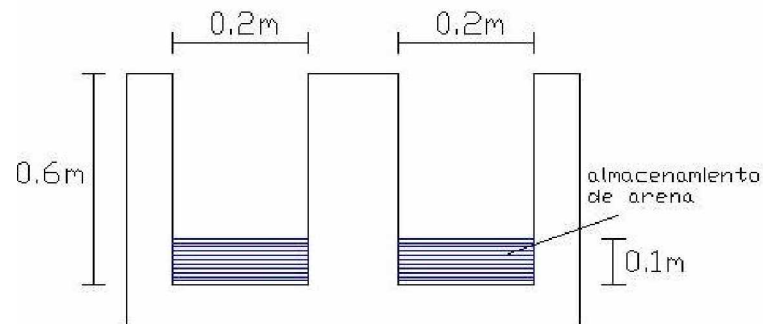


FIG 7.3 Sección transversal del desarenador para la Planta N°1

Longitud del desarenador

Se establece la longitud necesario para se produzca la sedimentación de arena de $\phi = 0.1$ mm cuya velocidad de sedimentación (V_s) será de 24m/h (Carga superficial).

$$A_{\text{superf}} = \frac{Q_{\text{max}}}{V_s} = \frac{0.01351 \text{ m}^3/\text{s}}{24 \text{ m/h}} \times 3600 \text{ s/h} = 2.0265 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la longitud será:

$$L = \frac{A_{\text{superf}}}{\text{Ancho}} = \frac{2.0265 \text{ m}^2}{0.25 \text{ m}} = 8 \text{ m}$$

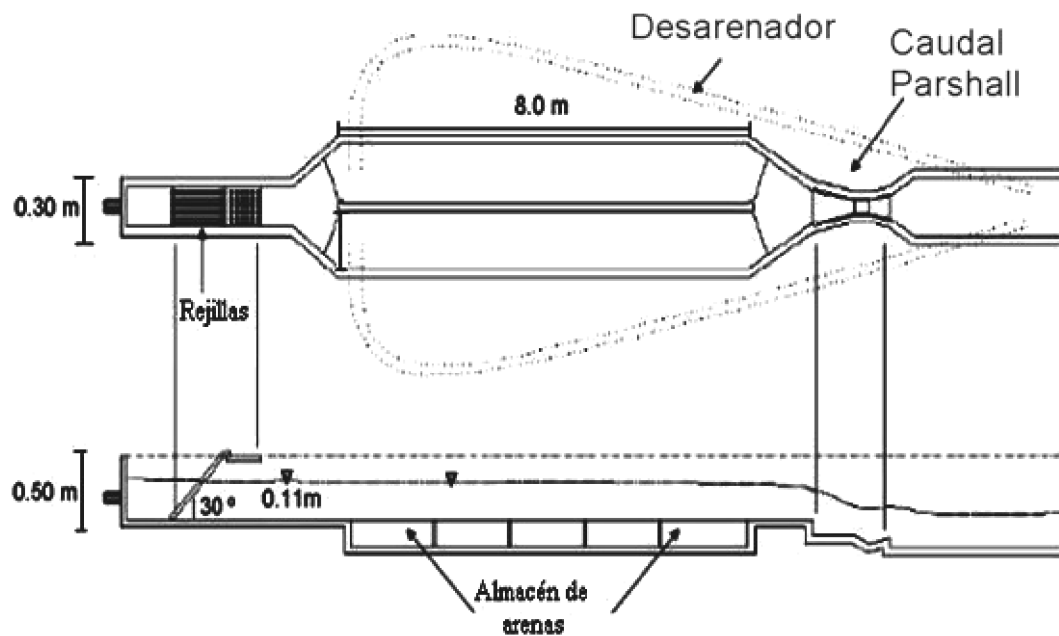


FIG 7.4 Esquema de rejillas y desarenador de la Planta N°1

Almacenamiento de arena

- *Cuneta de almacenamiento:*

Asumiremos una sección de 0.2 por 0.1 m, por lo tanto el volumen de almacenamiento (Val) será de:

$$Val = L \times area \times No \text{ de desarenadores}$$

$$Val = (8m \times 0.2m \times 0.1m) \times 2 = 0.32 m^3$$

- *Producción anual:*

Cantidad de arena acarreada (5-10) promedio:

$$7.5L/h\text{-año} \rightarrow \text{población en estudio } 2602$$

$$P_{\text{anual}} = 2602 \text{ habitantes} \times 7.5/1000 \frac{L}{h - \text{año}} = 19.52 \text{ m}^3/\text{año}$$

- *Limpieza por año (Laño):*

$$Laño = \frac{P_{\text{anual}}}{Val} = \frac{19.52 \text{ m}^3/\text{año}}{0.32 \text{ m}^2} = 61 \text{ remociones};$$

$$\frac{365 \text{ días}}{61} = 6 \text{ días/remocion}$$

RECOMENDACIÓN: 1 vez cada 6 días

- DISEÑO DEL MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
(con ancho de garganta (w) - flujo o descarga libre)

Para determinar las dimensiones del medidor Parshall, utilizaremos las tablas que se presentan en el manual de Hidráulica de J.M. de Azevedo Netto y Guillermo Acosta Álvarez, 1ª Edición, 1976. (Tabla 7.7 y Tabla 7.8 y Tabla 7.9)

Dimensionamiento de Medidor Parshall

Para la selección del tamaño del medidor, se tiene un caudal máximo de $Q_{\text{max}}=13.51 \text{ L/s}$ y un caudal mínimo de $Q_{\text{min}} = 4.05 \text{ L/s}$. Y según Tabla 7.7 se utilizara un medidor Parshall con un ancho de garganta de $W = 6''$.

Tabla 7.7 Límites de aplicación de medidores Parshall con descarga libre

	W(Garganta)	Capacidad L/s	
	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'	91.5	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

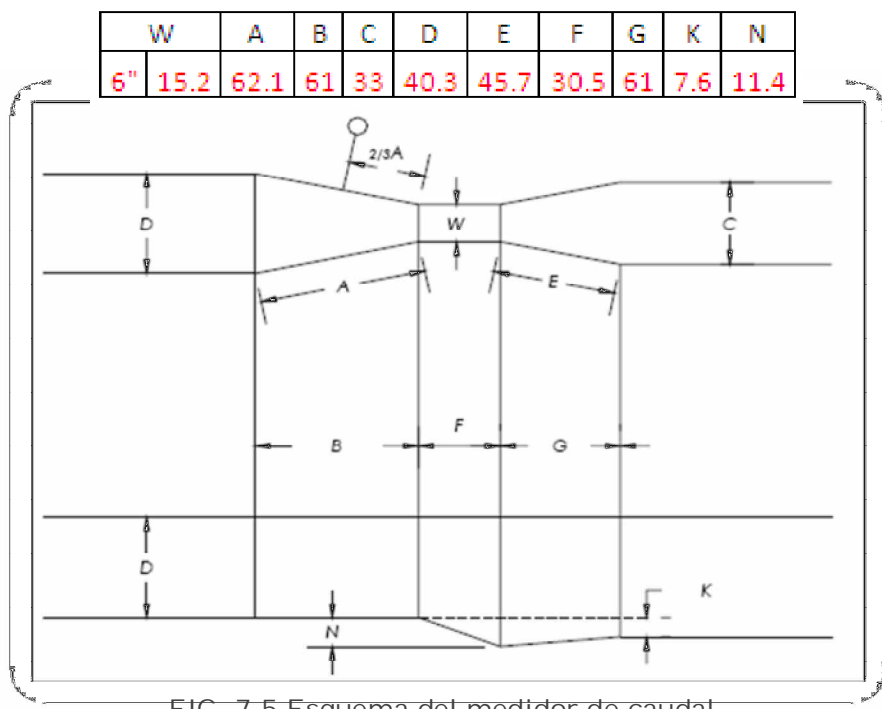
Fuente: Trabajo de Graduación, "Propuesta de diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales del Cantón San José La Majada, Municipio de Juayua, Departamento de Sonsonate", UES.

Tabla 7.8 Dimensiones Típicas de medidores Parshall (cm)

	w	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61	33	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4
9"	22.9	88	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61	84.5	91.5	61	91.5	7.6	22.9
1.5'	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

Fuente: Trabajo de Graduación, "Propuesta de diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales del Cantón San José La Majada, Municipio de Juayua, Departamento de Sonsonate", UES.

Por lo tanto sus correspondientes dimensiones según la Tabla 7.8 serán:



Medición del caudal

Para determinar alturas

$$Q = KH^n \rightarrow H = \sqrt[n]{\frac{Q}{k}} ;$$

n = Exponente que depende del tamaño del medidor

K = Coeficiente que depende de la relación de estrechamiento

H = Medida de la carga o altura en la zona de medición

Y donde k y n los obtenemos de la Tabla 7.9

Tabla 7.9 Valores de exponentes "n" y "K" dependiendo del tamaño de la garganta (w)

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	2.182	12
4'	1.22	1.578	2.935	16
5'	1.525	1.587	3.728	20
6'	1.83	1.595	4.515	24
7'	2.135	1.601	5.306	28
8'	2.44	1.606	6.101	32

Fuente: Trabajo de Graduación, "Propuesta de diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales del Cantón San José La Majada, Municipio de Juayua, Departamento de Sonsonate", UES.

Por ser de W=6" k=0.381 y n=1.58; además teniendo un caudal max horario de 0.01351 m³/s y un caudal mínimo horario de 0.00405 m³/s; podemos determinar los valores de H para ambas situaciones.

$$H_{max} = \sqrt[1.58]{\frac{0.01351 \text{ m}^3/\text{s}}{0.381}} = 0.12 \text{ m};$$

$$H_{min} = \sqrt[1.58]{\frac{0.00169 \text{ m}^3/\text{s}}{0.381}} = 0.03 \text{ m};$$

Punto de medición

$$PM = \frac{2}{3} A; A = 62.1; PM = \frac{2}{3} \times 62.1 = 41 \text{ cm}$$

CON ESTA POSICION SE PUEDE MEDIR EL TIRANTE DE AGUA CON UNA REGLA O SE INSTALA UN MEDIDOR JUNTO A LA PARED EN METROS

- DISEÑO DE SEDIMENTADOR PRIMARIO

Consideraciones de diseño

Algunos parámetros a considerar para el diseño del sedimentador serán los mostrados en la Tabla 7.10 y 7.11

Tabla 7.10 Cantidad normal de fango producido en distintos procesos de tratamiento

Procesos De Tratamiento	CANTIDAD NORMAL DE FANGO			humedad %	Peso Especifico De S. Del Fango	Peso Especifico Del Fango	Sólidos Secos	
	m ³ /miles de m ³ de AR	t/miles de m ³ de AR	m ³ /1000 persona y día				kg/miles de m ³ de AR	kg/1000 personas y día
Sedimentación Primaria								
Sin Digerir	2.95	3.3	1.09	95	1.4	1.02	150	56
Digeridos En Tanques Separados	1.45	1.65	0.53	94	-	1.03	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	-	1	90	34
Filtro Percolador	0.745	0.83	0.27	92.5	1.33	1.025	57	22

Precipitación Química	5.12	5.8	1.9	92.5	1.93	1.03	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	-	1.02	280	106
Sin Digerir Y Deshidratado En Filtro De Vacío	1.48	1.55	0.56	80	-	0.95	280	106
Digerido En Tanque Separado	2.7	3	1	94	-	1.03	168	63
Digerido Y Deshidratado En Lechos De Arena	-	0.45	0.5	60	-	-	168	63
Digerido Y Deshidratado En Filtros De Vacío	-	0.92	0.33	80	-	0.95	168	63
Fango Activado								
Fango Húmedo	19.4	20	7.2	98.5	1.25	1.005	270	102
Deshidratado En Filtro De Vacío	-	1.5	0.53	80	-	0.95	270	102
Secado Por Calentadores Térmicos	-	0.3	0.08	4	-	1.25	270	102
Fosas Sépticas, Digerido	0.9	-	0.32	90	1.4	1.04	97	37
Tanque Imhoff, Digerido	0.5	-	0.18	85	1.27	1.04	83	31

Fuente: Metcalf Y Eddy, página 613.

Tabla 7.11 Información típica para el diseño de tanque de sedimentación primaria

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Típico
Sedimentación Primaria Seguida De Tratamiento Secundario		
Tiempo De Detención, H	1.5 - 2.5	2
Carga Superficial, M ³ /M ² .H		
A Caudal Medio	1.35 - 2.05	
A Caudal Máximo	3.4 - 5.1	4.25

Fuente: "Guías Técnicas Para El Diseño De Alcantarillado Sanitario Y Sistema De Tratamiento De Aguas Residuales" Del Instituto Nicaragüense De Acueductos Y Alcantarillado

Además se considerará un periodo de retención (t_r) de 2 horas para el caudal medio diario (Q_{md}) de 0.00563 m³/s.

Volumen de almacenamiento de agua (Var)

El volumen de almacenamiento podemos calcularlo de la siguiente manera:

$$Var = Q_{md} \times t_r$$

$$Var = 0.00563 \text{ m}^3/\text{s} \times 2 \text{ h} \times 3600 \text{ s/h}$$

$$Var = 40.536 \text{ m}^3$$

El volumen de lodo sin digerir (Vl)

Este dato lo retomamos de la tabla 7.10 siendo este de 2.950 m³/1000 m³ de AR.

Volumen Lodos Producidos Por Sedimentador Primario Cada Día (Vlss)

El volumen de lodos producidos en el sedimentador primario por día es:

$$Vlss = Vl \times Qmd$$

$$Vlss = \frac{2.950m^3}{1000m^3} \times 0.00563 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlss = 1.43 \text{ m}^3/\text{día}$$

Volumen De Almacenamiento De Lodos (Val)

Se considerará 6 días de almacenamiento.

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlss \times \text{días de almacenamiento}$$

$$Val = 1.43 \frac{m^3}{\text{día}} \times 6 \text{ días}$$

$$Val = 8.58 \text{ m}^3$$

Volumen Del Sedimentador (V)

Con lo anterior podemos determinar que el volumen del sedimentador es:

$$V = Var + Val = 40.536m^3 + 8.58m^3 = 49.116 \text{ m}^3$$

Área Superficial (As)

De Tabla 7.11 asumiremos una carga superficial (Cs) de $1.35 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{h})$ y donde el área superficial será igual al caudal entre la carga superficial así.

$$As = \frac{Qmd}{Cs} = \frac{0.00563 \text{ m}^3/\text{s}}{1.35 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}} \times 3600 \text{ s/h} = 15.01 \text{ m}^2$$

Sedimentador Circular

Del área superficial podemos determinar:

$$Diametro = \sqrt{\left[4 \times \frac{As}{\pi}\right]} = \sqrt{\left[4 \times \frac{15.01 \text{ m}^2}{\pi}\right]} = 4.4 \text{ m}$$

Altura Del Cono (hc)

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será de 60° con respecto a la horizontal para el ancho efectivo (Ae) en el sedimentador consideramos el diámetro mas el ancho que corresponde a las 2 pantallas deflectoras siendo estas de 0.15 m cada una. Quedando así:

$$Ae = Diametro + ancho \text{ de pantallas deflectoras}$$

$$Ae = 4.4 \text{ m} - 0.3 \text{ m} = 4.1 \text{ m}$$

La altura correspondiente al sedimentador será:

$$hc = \frac{Ae}{2} \tan \beta = \frac{4.1}{2} \tan 60 = 3.6 \text{ m}$$

Volumen Del Cono (Vc)

El volumen del cono será:

$$V_c = \pi r^2 \left[\frac{hc}{3} \right] = \pi \left[\frac{4.4m}{2} \right]^2 \left[\frac{3.6m}{3} \right] = 18.25 \text{ m}^3$$

Volumen Cilindro (Vci)

Con la diferencia del volumen del sedimentador y el volumen del cono podemos determinar que el volumen del cilindro que permitirá un almacenamiento adicional al cono:

$$V_{ci} = V - V_c = 49.116m^3 - 18.25m^3 = 30.866 \text{ m}^3$$

Altura Del Cilindro (hci)

La altura correspondiente del cilindro será.

$$h_{ci} = \frac{V_{ci}}{As} = \frac{30.866}{\pi \times \left[\frac{4.4m}{2} \right]^2} = 2.0 \text{ m}$$

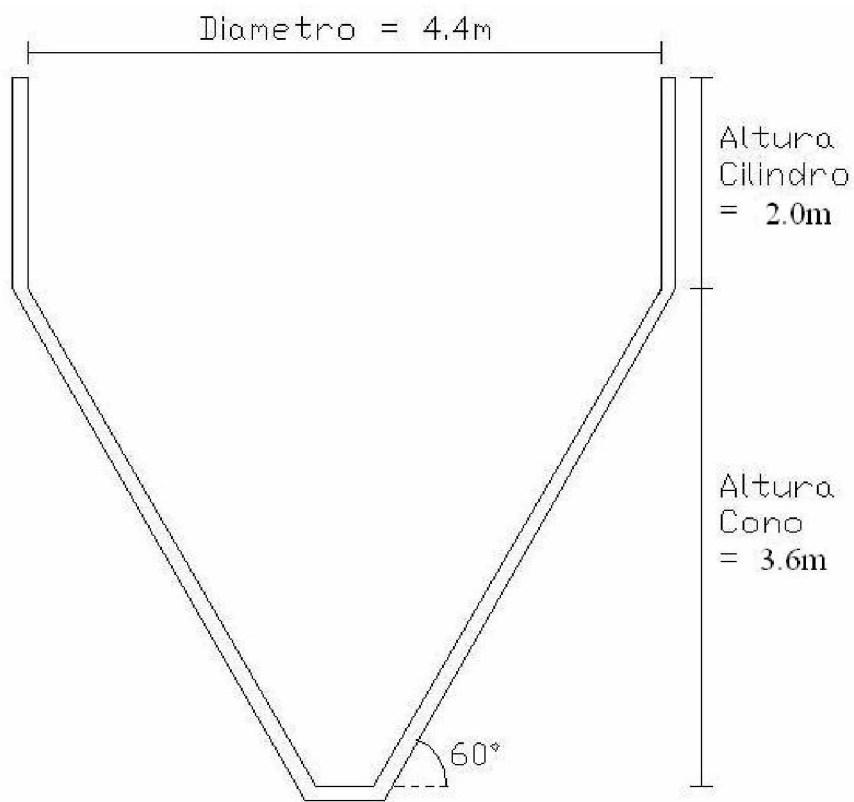


FIG 7.6 Sección del sedimentador primario de la Planta N°1

Profundidad Total Del Sedimentador (H)

La profundidad total para el sedimentador primario es:

$$H = h_c + h_{ci} = 3.6m + 2.0m = 5.6 m$$

Remoción Esperada De DBO Y SST

La remoción de DBO y SST esperada la podemos determinar de la siguiente manera:

Tabla.7.12. Variables para determinar el porcentaje de remoción de DBO y SST

Variable	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Fuente: Tratamiento De Aguas Residuales En Pequeñas Poblaciones

Para porcentaje de remoción de DBO tenemos:

$$R_{\text{DBO}} = \frac{\text{tr}}{a + b \times \text{tr}} = \frac{2}{0.018 + 0.020 \times 2} = 34.48 \%$$

Para porcentaje de remoción de SST tenemos:

$$R_{\text{SST}} = \frac{\text{tr}}{a + b \times \text{tr}} = \frac{2}{0.0075 + 0.014 \times 2} = 56.34 \%$$

Concentraciones obtenidas

Parámetro En Estudio	Entrada Sedimentador (Mg/Lt)	Remoción %	Salida Del Sedimentador (Mg/Lt)
DBO	300	34.48	196.55
Sólidos Suspendidos	870	56.34	379.86

- DISEÑO DE FILTRO PERCOLADOR

Debido a la falta de espacio en el lugar se considerará para el diseño un filtro percolador de una sola etapa sin recirculación. Algunas

características para el diseño del percolador son retomadas de la tabla 7.13¹²

Tabla 7.13 Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores

	TASA BAJA	TASA INTERMEDIA	TASA ALTA	TASA SUPERALTA	RUGOSO	DOS ETAPAS
medio filtrante	roca escoria	roca escoria	roca	plástico	plástico madera roja	roca plástico
Carga hidráulica, m ³ /(m ² .d)	0.9 - 3.7	3.7 - 9.4	9.4 - 37.4	14 - 84.2	46.8 - 187.1 (no incluye recirculación)	9.4 - 37.4- (no incluye recirculación)
carga orgánica kgDBO5/(m ³ .d)	0.1 - 0.5	0.2 - 0.5	0.5 - 1	0.5 - 1.6	1.6 - 8	1 - 1.9
profundidad, m	1.8 - 2.4	1.8 - 2.5	0.9 - 1.8	3 - 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 DBO5,% efluente	80 - 90 bien	50 - 70 parcialmente	65 - 85 poca	65 - 80 poca	40 - 65 no hay	85 - 95 bien
desprendimiento	nitrificado intermitente	nitrificado intermitente	nitrificación continuo	nitrificación continuo	nitrificación continuo	nitrificado continuo

El parametro a utilizar de DBO obtenido a la salida del sedimentador primario es 196.56 mg/lit.

Calculo de eficiencia, recirculación, carga de DBO.

La eficiencia para la remoción de la DBO requerida (Er) y retomando 40 mg/lit del límite que establece la norma CONACYT de 60 mg/lit DBO (Tabla 7.3) en la descarga del cuerpo receptor es:

$$Er = \frac{C_{DBO} - C}{C_{DBO}} = \left[\frac{196.56 - 40}{196.56} \right] \times 100 = 80 \%$$

¹² "Guías Técnicas Para El Diseño De Alcantarillado Sanitario Y Sistemas De Tratamiento De Aguas Residuales" Del Instituto Nicaragüense De Acueductos Y Alcantarillado

Considerando que no existirá recirculación ($R=0$), el factor de recirculación (F) será:

$$F = \frac{1 + R}{\left[1 + \frac{R}{10}\right]^2} = \frac{1 + 0}{\left[1 + \frac{0}{10}\right]^2} = 1$$

Con el caudal medio diario (Q_{md}) y de lo anterior podemos determinar la carga de DBO

$$W = \frac{C_{DBO} \times Q_{md}}{1000}$$

$$W = \frac{196.56 \text{ mg/l} \times 0.00563 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/d}}{1000}$$

$$W = 95.61 \text{ kg DBO/d}$$

Dimensionamiento del filtro

Por lo tanto el volumen (V) será:

$$V = \frac{W}{\left[\frac{100 - Er}{0.4425 \times Er}\right]^2}$$

$$V = \frac{95.61}{\left[\frac{100 - 80}{0.4425 \times 80}\right]^2} = 299.54 \text{ m}^3$$

Asumiendo una profundidad (h) de 2.4 m, obtendremos un área de:

$$A = \frac{V}{h} = \frac{299.54 \text{ m}^3}{2.4 \text{ m}} = 124.81 \text{ m}^2$$

Para filtro cuadrado:

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{124.81 \text{ m}^2}$$

$$L = 11.17 \approx 11.2 \text{ m}$$

Por lo tanto el nuevo volumen es:

$$V = L^2 \times h = 11.2^2 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ m} = 301.1 \text{ m}^3$$

Finalmente verificando la tasa de carga hidráulica (L_w)

$$L_w = \frac{Qmd}{A} \times 86400$$

$$L_w = \frac{0.00563 \text{ m}^3/\text{s}}{11.2^2 \text{ m}^2} \times 86400 \text{ s/d}$$

$$L_w = 3.9 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

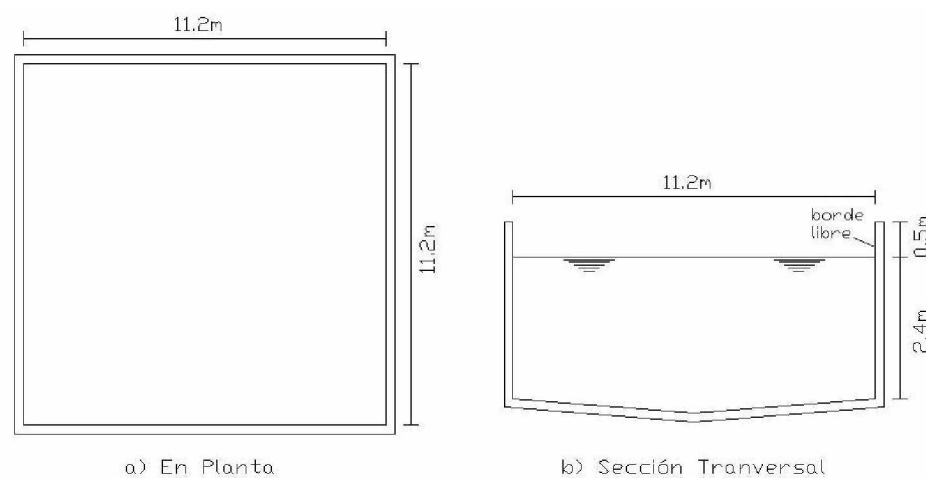


FIG 7.7 Esquema de filtro percolador de Planta N°1

El parámetro se encuentra en el rango de un filtro "Tasa Intermedia".

<i>concentración entrada filtro mg/lt</i>	<i>eficiencia %</i>	<i>concentración salida de filtro mg/lt</i>
---	---------------------	---

196.56	69	39.31
--------	----	-------

El valor que se obtuvo de concentración de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO5) a la salida del filtro, es menor que el límite permisible por la norma del CONACYT, el cual corresponde a 60 mg/l, por lo tanto se considera satisfactorio el resultado del sistema de filtros.

- DISEÑO DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Para el diseño del sedimentador secundario se utilizaron algunos parámetros de las tablas 7.10 y 7.15

Tabla 7.15. Valores recomendados de carga superficial

Tipo de tratamiento	Tasa de Carga Superficial(m ³ /m ² .d)	
	caudal promedio	caudal pico
Sedimentación Siguiendo Proceso De Lodos Activados (Excluyendo Aireación Extendida)	16 - 32	40 - 48
Sedimentación Siguiendo Un Proceso De Lodos Activados Con Oxígeno	17 - 32	41 - 48
Sedimentación Siguiendo Un Procesos De Aireación Extendida	8 - 16	24 - 32
Sedimentación Seguida Por Filtros Percoladores	16 - 24	40 - 48
Sedimentación Seguida Por Biodiscos		
Efluente Secundario	16 - 32	40 - 48
Efluente Nitrificado	16 - 24	32 - 40

Fuente: "Guías Técnicas Para El Diseño De Alcantarillado Sanitario Y Sistema De Tratamiento De Aguas Residuales" Del Instituto Nicaragüense De Acueductos Y Alcantarillados

Se tomará con periodo de retención de (tr) de 2 horas y una carga superficial de $24 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$, según la Tabla 7.15, y un caudal medio diario de $0.00563 \text{ m}^3/\text{s}$.

Volumen de almacenamiento de agua (Var)

El volumen de almacenamiento podemos calcularlo de la siguiente manera:

$$Var = Qmd \times tr$$

$$Var = 0.00563 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 2\text{h} \times 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} = 40.536 \text{ m}^3$$

El volumen de lodo sin digerir (Vl)

Este dato lo retomamos de la Tabla 7.10 siendo este de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de AR.

Volumen Lodos Producidos Por Sedimentador Secundario Cada Día (Vlfp)

El volumen de lodos producidos en el sedimentador primario por día es:

$$Vlfp = Vl \times Qmd$$

$$Vlfp = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.00563 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$Vlfp = 0.36 \text{ m}^3/\text{día}$$

Volumen De Almacenamiento De Lodos (Val)

Se considerará 6 días de almacenamiento.

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = V_{lfp} \times \text{dias de almacenamiento} = 0.36 \frac{m^3}{d} \times 6 \text{ dias} = 2.16 m^3$$

Volumen Del Sedimentador (V)

Con lo anterior podemos determinar que el volumen del sedimentador es:

$$V = Var + Val = 40.536m^3 + 2.16m^3 = 42.696 m^3$$

Área Superficial (As)

De Tabla 7.11 asumiremos una carga superficial (Cs) de 24 m³/ (m².d) y donde el área superficial será igual al caudal entre la carga superficial así.

$$As = \frac{Q_{md}}{Cs} = \frac{0.00563 m^3/s}{24 m^3/m^2 \cdot d} \times 86400 s/d = 20.268 m^2$$

Sedimentador Circular

Del área superficial podemos determinar:

$$Diametro = \sqrt{\left[4 \times \frac{As}{\pi}\right]} = \sqrt{\left[4 \times \frac{20.268m^2}{\pi}\right]} = 5.1 m$$

Altura Del Cono (hc)

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será de 60° con respecto a la horizontal

Para el ancho efectivo (A_e) en el sedimentador consideramos el diámetro mas el ancho que corresponde a las 2 pantallas deflectoras siendo estas de 0.15 cm cada una. Quedando así:

$$A_e = \text{Diámetro} + \text{ancho de pantallas deflectoras} = 5.1\text{m} - 0.3\text{m} = 4.8\text{ m}$$

La altura correspondiente al sedimentador será:

$$h_c = \frac{A_e}{2} \tan \beta = \frac{4.8\text{m}}{2} \tan 60 = 4.2\text{ m}$$

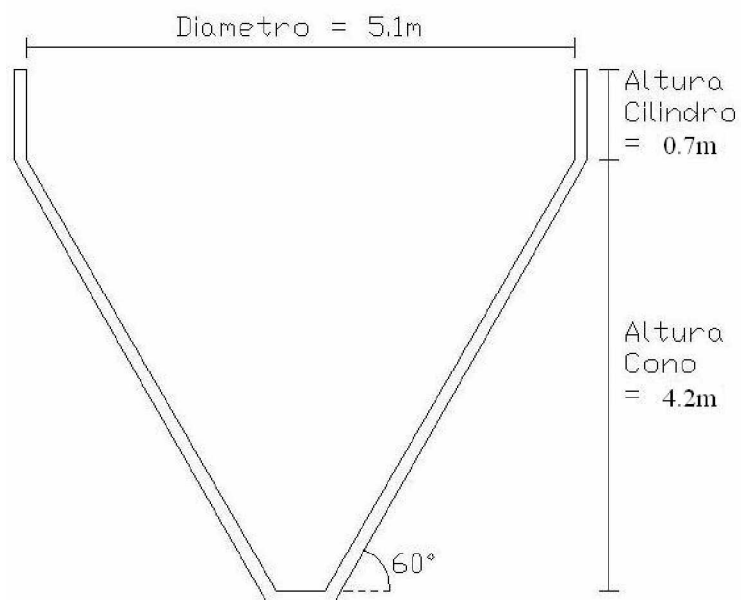


FIG 7.8 Sección del sedimentador secundario para la Planta N°1

Volumen Del Cono (Vc)

El volumen del cono será:

$$V_c = \pi r^2 \left[\frac{hc}{3} \right] = \pi \left[\frac{5.1m}{2} \right]^2 \left[\frac{4.2m}{3} \right] = 28.6 \text{ m}^3$$

Volumen Cilindro (Vci)

Con la diferencia del volumen del sedimentador y el volumen del cono podemos determinar que el volumen del cilindro que permitirá un almacenamiento adicional al cono:

$$V_{ci} = V - V_c = 42.696m^3 - 28.6m^3 = 14.096 \text{ m}^3$$

Altura Del Cilindro (hci)

La altura correspondiente del cilindro será:

$$h_{ci} = \frac{V_{ci}}{As} = \frac{14.096m^3}{\pi \times \left[\frac{5.1m}{2} \right]^2} = 0.7 \text{ m}$$

Profundidad Total Del Sedimentador (H)

La profundidad total para el sedimentador primario es:

$$H = hc + h_{ci} = 4.2m + 0.7m = 4.9 \text{ m}$$

- DISEÑO DE DIGESTOR DE LODOS

De Tabla 7.10 se retoman la cantidad de lodo generado en los procesos. Y para los diferentes cálculos utilizaremos el caudal medio diario (Qmd) 0.00563 m³/s.

Volumen Total De Lodos Producidos Por Día (VTPD)

Volumen del Sedimentador Primario por día (Vlss)

Retomando de Tabla 7.10 un volumen de lodo sin digerir (*Vl*) un valor de 2.950m³/1000 m³ de AR y su correspondiente cálculo será:

$$Vlss = Vl \times Qmd$$

$$Vlss = \frac{2.950m^3}{1000m^3} \times 0.00563 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlss = 1.43 m^3/d$$

Volumen del Sedimentador Secundario por día (Vlfp)

Retomando de Tabla 7.10 Volumen de lodo producido después del filtro percolador, (*Vl*) 0.745m³/1000 m³ de AR y su correspondiente cálculo será:

$$Vlfp = Vl \times Qmd$$

$$Vlfp = \frac{0.745m^3}{1000m^3} \times 0.00563 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlfp = 0.36 m^3/d$$

Volumen Total por día (VTPD)

$$V_{TPD} = V_{lss} + V_{lfp}$$

$$V_{TPD} = 1.43 \frac{m^3}{d} + 0.36 \frac{m^3}{d}$$

$$V_{TPD} = 1.80 m^3/d$$

Periodo De Retención

De Tabla 7.16 calcularemos el tiempo de retención (T) para una temperatura promedio del lugar de 26°

Tabla 7.16. Período de retención para digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.

Temp (°C)	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8
Periodo (días)	56	42	30	25	24

Fuente: Fair, Geyer, Okun, Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales

Interpolando para (t) 26° tenemos:

T1 = periodo de retención para (temp 1)= 42.0;

t1 = temperatura inferior a "t"=21.1;

T2 = periodo de retención para (temp 2)=30.0;

t2 = temperatura superior a "t"=26.7.

$$T = T_1 + [t - t_1] \times \left[\frac{T_2 - T_1}{t_2 - t_1} \right]$$

$$T = 42.0 + [26 - 21.1] \times \left[\frac{30 - 42}{26.7 - 21.1} \right]$$

$$T = 32 \text{ días}$$

Volumen Del Digestor (Vd)

De lo anterior obtenemos que el cálculo del digestor será:

$$V_d = V_{TPD} \times T = 1.8 \frac{m^3}{d} \times 32 \text{ días} = 56.62 m^3$$

Área Superficial Del Digestor (Ad)

Asumiendo para este caso una profundidad (h) de 2.0m

Con la profundidad y el volumen del digestor (V_d) podemos determinar que el área superficial (A_d) del digestor será:

$$A_d = \frac{V_d}{h} = \frac{56.62\text{m}^3}{2\text{m}} = 28.31 \text{ m}^2$$

Diámetro Del Digestor Circular (D_d)

Consideraremos el diseño de un digestor circular cuyo diámetro será:

$$D_d = \sqrt{\frac{4 \times A_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 28.31\text{m}^2}{\pi}} = 6.0 \text{ m}$$

Altura Del Cono (hc)

Se considerará una pendiente de fondo(s) de 1:6¹³

El cálculo para determinar la altura del cono (hc) será:

$$hc = \frac{D_d}{2} \times s = \frac{6\text{m}}{2} \times \frac{1}{6} = 0.5 \text{ m}$$

¹³ (Criterio retomado "Normas Para Estudio Y Diseño De Sistemas De Agua Potable Y Disposición De Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores A 1000 Habitantes2) De La Subsecretaria De Saneamiento Ambiental Y Obras Sanitarias Y El Instituto Ecuatoriano De Obras Sanitarias)



FIG 7.9 Sección del digestor de lodos para la Planta N°1

- DISEÑO DE PATIOS DE SECADO

Para el diseño de patio de secado de lodo, trabajaremos con el caudal medio diario $Q_{md}=0.00563\text{m}^3/\text{s}$ y de Tabla 7.10 retomaremos las cantidades de lodos producidos en los diferentes procesos:

- Lodos de sedimentador primario digeridos en tanque separado (V_{spd}), $1.450\text{m}^3/1000\text{ m}^3$ de AR
- Lodos de sedimentador secundario luego de filtro percolador (V_{ssfp}), $0.745\text{ m}^3/1000\text{ m}^3$ de AR

Volumen de Lodo

Volúmenes de Lodos por 1000 m^3 de AR

$$V_l = V_{spd} + V_{ssfp} = 1.450 + 0.745 = \frac{2.195\text{m}^3}{1000\text{ m}^3} \text{ de AR}$$

Volumen De Lodos Diario (V_{ld})

De lo anterior tenemos:

$$V_{ld} = Vl \times Qmd$$

$$V_{ld} = \frac{2.195m^3}{1000m^3} \times 0.00563 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{ld} = 1.07 m^3/dia$$

Volumen De Lodos A Verter En Patios De Secado (V_{lps})

El periodo de retención del digestor de lodos (tr) es de 32 días

Con el volumen de lodos diarios y el periodo de retención de digestor tenemos.

$$V_{lps} = V_{ld} \times tr = 1.07 \frac{m^3}{d} \times 32 \text{ dias} = 34.17 m^3$$

Área Superficial De Los Patios De Secado (As)

Se considerará que la capa a formarse por el espesor de lodos (e) será de 0.5 m.

Por lo tanto el área será:

$$As = \frac{V_{lps}}{e} = \frac{34.17m^3}{0.5m} = 68.33 m^2$$

Dimensiones De Los Patios

Consideraremos una longitud del patio (L) igual a 6 m

Por lo tanto el ancho (A) será:

$$A = \frac{As}{L} = \frac{68,33\text{m}^2}{6\text{ m}} = 11,4\text{m}$$

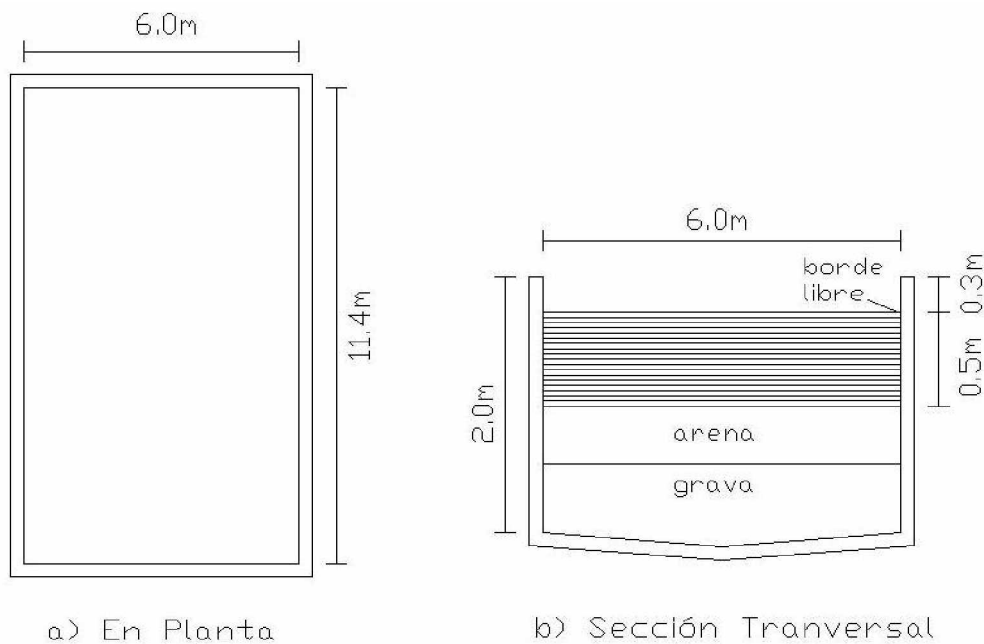


FIG 7.10 Esquemas del patio de secado de lodos para la Planta N°1

7.3.1.2 Planta de tratamiento para aguas residuales No.2

- DISEÑO DE SISTEMAS DE REJAS

Diseño de canal

El procedimiento y parámetros y criterios a utilizar serán los mismos descritos en la Planta No.1

El caudal máximo que tendremos en la planta de tratamiento será el caudal máximo horario, $Q = 6,43\text{ L/s}$ ó $0,00643\text{ m}^3/\text{s}$.

De continuidad tenemos $Q = Va * A$;

Va: Velocidad de aproximación = 0.6 m/s

A: Sección Transversal

$$A = \frac{Q_{max}}{Va} = \frac{0.00643 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} = 0.0107 \text{ m}^2$$

Asumiendo un ancho de canal (b) de: 0.15 m

Considerando un canal rectangular, obtendremos un tirante de flujo (T):

$$A = b \times T$$

$$T = \frac{A}{b} = \frac{0.0107 \text{ m}^2}{0.2 \text{ m}} = 0.07 \text{ m}$$

De Manning podemos determinar la pendiente del canal:

$$Va = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Para n: 0.015;

$$R = \frac{A_H}{P_m} = \frac{\text{Area Hidraulica}}{\text{Perimetro mojado}}$$

$$R = \frac{0.0107 \text{ m}^2}{0.2 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.07 \text{ m}} = 0.036 \text{ m}$$

Despejando:

$$S = \left[\frac{Va \times n}{R^{2/3}} \right]^{3/2}$$

$$S = \left[\frac{0.6 \text{ m/s} \times 0.015}{0.036^{2/3} \text{ m}} \right]^{1/2} = 0.28 \%$$

Asumiremos un borde libre (bl): 0.33 m

Profundidad del canal (h):

$$h = bl + T = 0.33 \text{ m} + 0.07 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

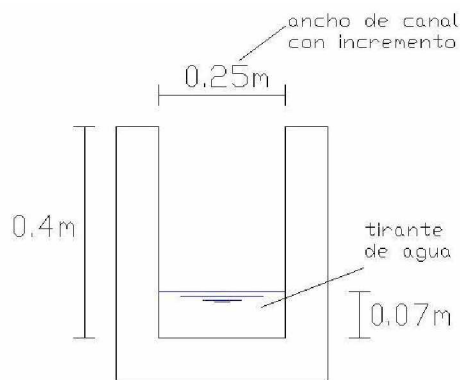


FIG 7.11 Sección del canal de rejillas para la Planta N°2

Diseño del sistema de rejas

Para obtener el factor de forma ocuparemos sección circular

Asumiendo:

Espesor (br): 10 mm

Espacio entre barras (claros) (e): 15mm

Inclinación (δ): 30°

Coefficiente de sección (β): 1.79 (Sección circular)

Velocidad de aproximación (V_a): 0.6 m /s

Incrementando la sección en un 40%: $0.21 \approx 0.25$ m

La pérdida por obstrucción de los barrotes depende de dichas secciones y se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{br}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{Va^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$\Delta h = \left[1.79 \times \left(\frac{10}{15}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.6^2}{2 \times 9.81} \text{sen}30 \right] \times 100$$

$$\Delta h = 0.96 \text{ cm}$$

Para rejillas sucias en un 50%

$$e' = e \times 0.5 = \frac{15 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \times 0.5 = 0.75 \text{ cm}$$

$$b' = br + e' = 1 + 0.75 = 1.75 \text{ cm}$$

Perdida de carga:

$$\Delta h' = \beta \times \left(\frac{b'}{e'}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{Va^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$\Delta h' = \left[1.79 \times \left(\frac{1.75}{0.75}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.6^2}{2 \times 9.81} \text{sen}30 \right] \times 100$$

$$\Delta h' = 5.08 \text{ cm}$$

Perdida de carga promedio:

$$\Delta h_{prom} = \frac{\Delta h + \Delta h'}{2} = \frac{0.96 \text{ cm} + 5.08 \text{ cm}}{2} = 3.02 \text{ cm}$$

- DISEÑO DE DESARENADOR

Sección transversal (S)

Velocidad de escurrimiento (V_{esc}) de 0.3 m/s, asumiendo una profundidad de flujo (h) de 0.10m y de caudal máximo horario $Q_{max}=0.00643\text{m}^3/\text{s}$ tenemos:

$$S = \frac{Q_{max}}{V_{esc}} = \frac{0.00643 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.0214\text{m}^2$$

De lo anterior obtenemos un ancho:

$$Ancho_{max} = \frac{S}{h} = \frac{0.0214\text{m}^2}{0.10 \text{ m}} = 0.21\text{m} \approx 0.20 \text{ m}$$

Para caudal mínimo horario (Q_{min}) de 0.00080 m^3/s y una profundidad de flujo (h) de 0.05m tenemos un ancho de:

$$S = \frac{Q_{min}}{V_{esc}} = \frac{0.00080 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.0027\text{m}^2$$

$$Ancho_{min} = \frac{S}{h} = \frac{0.0027\text{m}^2}{0.05 \text{ m}} = 0.05\text{m} \approx 0.05 \text{ m}$$

El ancho que se utilizará será el ancho promedio dado por el caudal máximo y el caudal mínimo.

$$Ancho_{prom} = \frac{Ancho_{max} + Ancho_{min}}{2}$$

$$Ancho_{prom} = \frac{0.20m + 0.05m}{2} = 0.125m \approx 0.15m$$

RECOMENDACIÓN: 2 cámaras a 0.15 m de ancho cada una por 0.40 m.

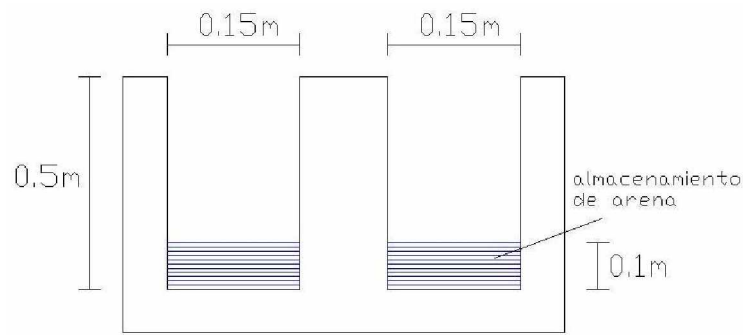


FIG 7.12 Sección transversal del desarenador para la Planta N°2

Longitud del desarenador

Se establece la longitud necesario para se produzca la sedimentación de arena de $\phi = 0.1$ mm cuya velocidad de sedimentación (V_s) será de 24m/h (Carga superficial).

$$A_{superf} = \frac{Q_{max}}{V_s} = \frac{0.00643 \text{ m}^3/\text{s}}{24 \text{ m/h}} \times 3600 \text{ s} = 0.965 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la longitud será:

$$L = \frac{A_{superf}}{Ancho} = \frac{0.965 \text{ m}^2}{0.20 \text{ m}} = 5 \text{ m}$$

Almacenamiento de arena

- *Cuneta de almacenamiento:*

Asumiremos una sección de 0.15 por 0.1 m

Por lo tanto el volumen de almacenamiento (Val):

$$Val = L \times area \times \text{Node desarenadores}$$

$$Val = (5m \times 0.15m \times 0.1m) \times 2 = 0.15 m^3$$

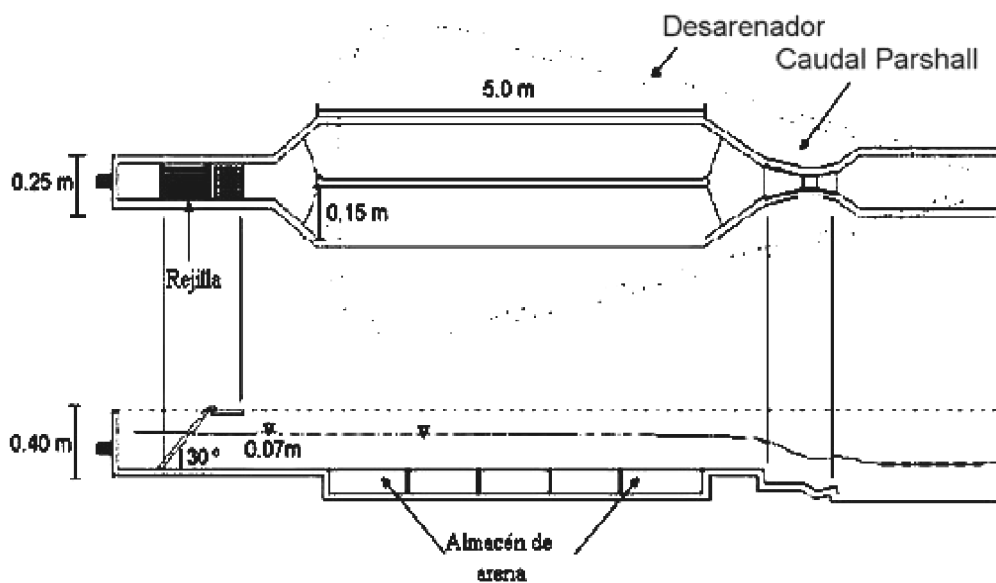


FIG 7.13 Esquemas de rejillas y desarenador para la Planta N°2

Producción anual promedio:

$$7.5L/h-año \rightarrow \text{población en estudio } 1304$$

$$P_{anual} = 1304 \text{ habitantes} \times 7.5/1000 L/h - año = 9.87 m^3/año$$

Limpieza por año(Laño):

$$Laño = \frac{Panual}{Val} = \frac{9.87 \text{ m}^3/\text{año}}{0.15 \text{ m}^2} = 66 \text{ remociones};$$

$$\frac{365 \text{ días}}{66} = 6 \text{ días/remocion}$$

Por lo tanto: 1 vez cada 6 días

- DISEÑO DE MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL

El dimensionamiento del Medidor Parshall, así como los parámetros de criterios serán los mismos presentados en el diseño de la Planta No.1; con la diferencia que su carga o altura en la zona de medición será: Hmax=0.0755m; Hmin=0.0202m

- DISEÑO DE SEDIMENTADOR PRIMARIO

Consideraremos un periodo de retención (tr) de 1.5 horas para el caudal medio diario (Qmd) de 0.00268 m³/s.

Volumen de almacenamiento de agua (Var)

$$Var = Qmd \times tr$$

$$Var = 0.00268 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 1.5 \text{ h} \times 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} = 14.472 \text{ m}^3$$

El Volumen de lodo sin digerir (Vl)

Este dato lo retomamos de la Tabla 7.10 siendo este de 2.950m³/1000m³ de AR.

Volumen Lodos Producidos Por Sedimentador Primario Cada Día (V_{lss})

$$V_{lss} = V_l \times Q_{md}$$

$$V_{lss} = \frac{2.950 m^3}{1000 m^3} \times 0.00268 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lss} = 0.68 m^3 / dia$$

Volumen De Almacenamiento De Lodos (V_{al})

Se considerará 7 días de almacenamiento.

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$V_{al} = V_{lss} \times dias \text{ de almacenamiento}$$

$$V_{al} = 0.68 \frac{m^3}{d} \times 7 dias = 4.76 m^3$$

Volumen Del Sedimentador (V)

$$V = V_{ar} + V_{al} = 14.472 m^3 + 4.76 m^3 = 19.232 m^3$$

Área Superficial (A_s)

Carga superficial (C_s) de 1.35 m³/(m².h), según Tabla 7.11

$$A_s = \frac{Q_{md}}{C_s} = \frac{0.00268 m^3 / s}{1.35 m^3 / m^2 \cdot h} \times 3600 s / h = 7.15 m^2$$

Sedimentador Circular

Del área superficial podemos determinar:

$$Diametro = \sqrt{\left[4 \times \frac{As}{\pi}\right]} = \sqrt{\left[4 \times \frac{7.15m^2}{\pi}\right]} = 3.0 m$$

Altura Del Cono (hc)

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será de 50°

Para el ancho efectivo (Ae) en el sedimentador

$$Ae = Diametro + ancho de pantallas deflectoras$$

$$Ae = 3.0 m - 0.3 m = 2.7 m$$

La altura correspondiente al sedimentador será:

$$hc = \frac{Ae}{2} \tan \beta = \frac{2.7 m}{2} \tan 50 = 1.6 m$$

Volumen Del Cono (Vc)

$$Vc = \pi r^2 \left[\frac{hc}{3}\right] = \pi \left[\frac{3.0 m}{2}\right]^2 \left[\frac{1.6 m}{3}\right] = 3.77 m^3$$

Volumen Cilindro (Vci)

$$Vci = V - Vc = 19.232m^3 - 3.77 m^3 = 15.462 m^3$$

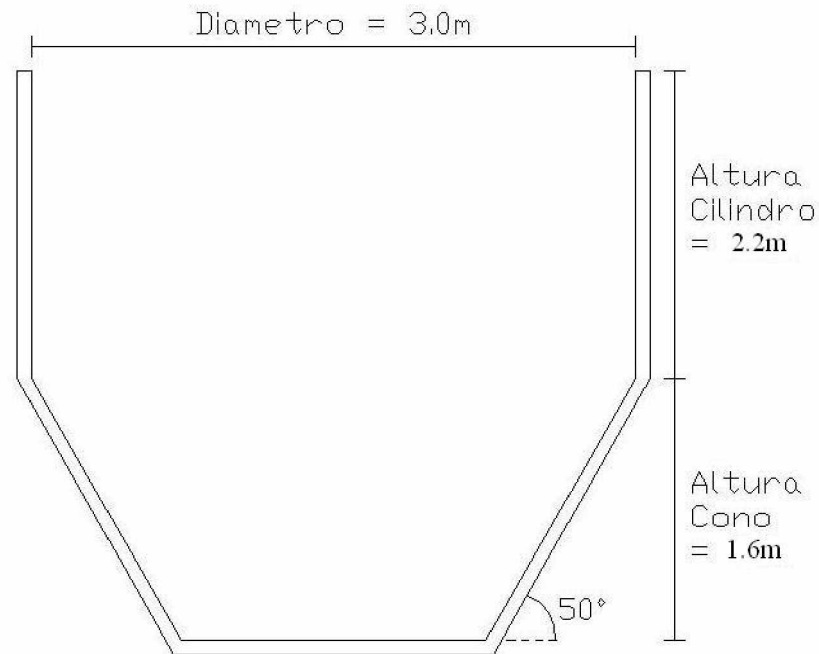


FIG 7.14 Sección del sedimentador primario de la Planta N°2

Altura Del Cilindro (h_{ci})

$$h_{ci} = \frac{V_{ci}}{A_s} = \frac{15.462m^3}{\pi \times \left[\frac{3.0m}{2}\right]^2} = 2.2m$$

Profundidad Total Del Sedimentador (H)

$$H = h_c + h_{ci} = 1.6m + 2.2m = 3.8m$$

Remoción Esperada De DBO Y SST

Para porcentaje de remoción de DBO tenemos:

$$R_{DBO} = \frac{tr}{a + b \times tr} = \frac{1.5}{0.018 + 0.020 \times 1.5} = 31.25\%$$

Para porcentaje de remoción de SST tenemos:

$$R_{SST} = \frac{tr}{a + b \times tr} = \frac{1.5}{0.0075 + 0.014 \times 1.5} = 52.63 \%$$

Concentraciones obtenidas

<i>Parámetro En Estudio</i>	<i>Entrada Sedimentador (Mg/Lt)</i>	<i>Remoción %</i>	<i>Salida Del Sedimentador (Mg/Lt)</i>
DBO	300	31.25	206.25
Sólidos Suspendidos	870	52.63	412.11

- DISEÑO DE FILTRO PERCOLADOR

Debido a la falta de espacio en el lugar, se considerará para el diseño un filtro percolador de una sola etapa sin recirculación.

El parametro a utilizar de DBO obtenido a la salida del sedimentador primario es 206.25 mg/lit.

Calculo de eficiencia, recirculación, carga de DBO.

La eficiencia para la remoción de la DBO requerida (E_r) y retomando el límite que establece la norma CONACYT de 60 mg/lit DBO en la descarga del cuerpo receptor es:

$$E_r = \frac{C_{DBO} - C}{C_{DBO}} = \left[\frac{206.25 - 40}{206.25} \right] \times 100 = 81 \%$$

Considerando que no existirá recirculación ($R=0$), el factor de recirculación (F) será:

$$F = \frac{1 + R}{\left[1 + \frac{R}{10}\right]^2} = \frac{1 + 0}{\left[1 + \frac{0}{10}\right]^2} = 1$$

Carga de DBO

$$W = \frac{C_{DBO} \times Q_{md}}{1000}$$

$$W = \frac{206.25 \text{ mg/lt} \times 0.00268 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/d}}{1000}$$

$$W = 47.76 \text{ kg DBO/d}$$

Dimensionamiento del filtro

Por lo tanto el volumen (V) será:

$$V = \frac{W}{\left[\frac{100 - Er}{0.4425 \times Er}\right]^2}$$

$$V = \frac{47.76}{\left[\frac{100 - 81}{0.4425 \times 81}\right]^2} = 169.96 \text{ m}^3$$

Asumiendo una profundidad (h) de 1.8 m, obtendremos un área de:

$$A = \frac{V}{h} = \frac{169.96 \text{ m}^3}{1.8 \text{ m}} = 94.42 \text{ m}^2$$

Para filtro cuadrado:

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{94.42m^2} = 9.72 \approx 10 \text{ m}$$

Por lo tanto el nuevo volumen es:

$$V = L^2 \times h = 10^2 m^2 \times 1.8 \text{ m} = 180.0 \text{ m}^3$$

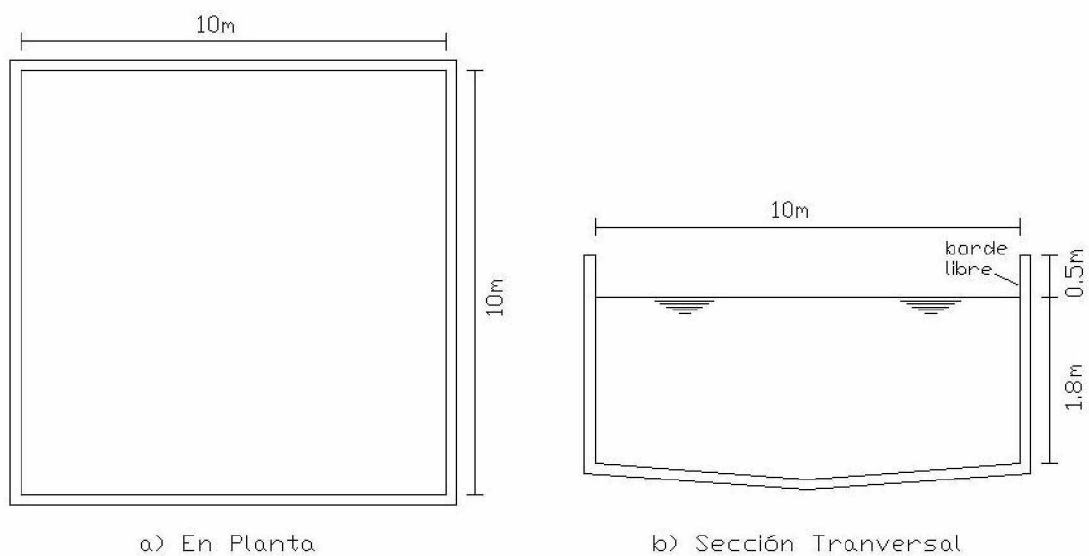


FIG 7.15 Esquemas del filtro percolador de la Planta N°2

Finalmente verificando la tasa de carga hidráulica (L_w)

$$L_w = \frac{Qmd}{A} \times 86400$$

$$L_w = \frac{0.00268 \text{ m}^3/s}{10^2 \text{ m}^2} \times 86400 \text{ s/d}$$

$$L_w = 2.32 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

El parámetro se encuentra en el rango de un filtro "Tasa Baja".

<i>concentración entrada filtro mg/lit</i>	<i>eficiencia %</i>	<i>concentración salida de filtro mg/lit</i>
206.25	81	39.20

El valor que se obtuvo de concentración de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO5) a la salida del filtro, es menor que el permisible por la norma del CONACYT, el cual corresponde a 60 mg/l, por lo tanto se considera satisfactorio el resultado el sistema de filtro.

- DISEÑO DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Se tomará con periodo de retención de (tr) de 2 horas y una carga superficial de 24 m³/ (m².d) y un caudal medio diario de 0.00268 m³/s

Volumen de almacenamiento de agua (Var)

$$Var = Qmd \times tr = 0.00268 \frac{m^3}{s} \times 1.5 h \times 3600 \frac{s}{h}$$

$$Var = 14.472 m^3$$

El volumen de lodo sin digerir (Vl)

Este dato lo retomamos de la Tabla 7.10 siendo este de 0.745 m³/1000 m³ de AR.

Volumen Lodos Producidos Por Sedimentador Secundario Cada Día (Vlfp)

$$Vlfp = Vl \times Qmd$$

$$Vlfp = \frac{0.745m^3}{1000m^3} \times 0.00268 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlfp = 0.17 m^3/dia$$

Volumen De Almacenamiento De Lodos (Val)

Se considerará 7 días de almacenamiento.

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlfp \times dias \text{ de almacenamiento}$$

$$Val = 0.17 \frac{m^3}{d} \times 7 \text{ dias} = 1.19 m^3$$

Volumen Del Sedimentador (V)

$$V = Var + Val = 14.472 m^3 + 1.19 m^3 = 15.662 m^3$$

Área Superficial (As)

Carga superficial (Cs) de 24 m³/ (m².d), según Tabla 7.15

$$As = \frac{Qmd}{Cs} = \frac{0.00268 m^3/s}{24 m^3/m^2.d} \times 86400 s/d = 9.648 m^2$$

Sedimentador Circular

$$Diametro = \sqrt{\left[4 \times \frac{As}{\pi}\right]} = \sqrt{\left[4 \times \frac{9.648m^2}{\pi}\right]} = 3.5 m$$

Altura Del Cono (hc)

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será de 50°

Para el ancho efectivo (Ae):

$$Ae = \text{Diámetro} + \text{ancho de pantallas deflectoras}$$

$$Ae = 3.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m} = 3.2 \text{ m}$$

La altura correspondiente al sedimentador será:

$$hc = \frac{Ae}{2} \tan \beta = \frac{3.2 \text{ m}}{2} \tan 50^\circ = 1.9 \text{ m}$$

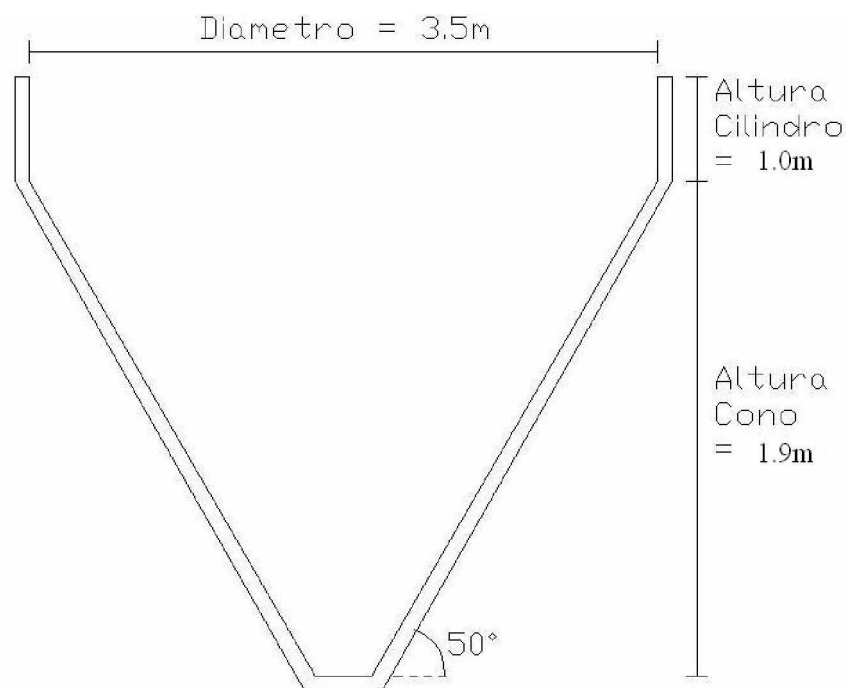


FIG 7.16 Sección del sedimentador secundario de la Planta N°2

Volumen Del Cono (Vc)

$$V_c = \pi r^2 \left[\frac{hc}{3} \right] = \pi \left[\frac{3.5 \text{ m}}{2} \right]^2 \left[\frac{1.9 \text{ m}}{3} \right] = 6.09 \text{ m}^3$$

Volumen Cilindro (Vci)

$$V_{ci} = V - V_c = 15.662 \text{ m}^3 - 6.09 \text{ m}^3 = 9.572 \text{ m}^3$$

Altura Del Cilindro (hci)

$$h_{ci} = \frac{V_{ci}}{A_s} = \frac{9.572 \text{ m}^3}{\pi \times \left[\frac{3.5 \text{ m}}{2} \right]^2} = 1.0 \text{ m}$$

Profundidad Total Del Sedimentador (H)

$$H = hc + h_{ci} = 1.9 \text{ m} + 1.0 \text{ m} = 2.9 \text{ m}$$

- DISEÑO DE DIGESTOR DE LODOS

De Tabla 7.10 se retoman la cantidad de lodo generado en los procesos. Y para los diferentes cálculos utilizaremos el caudal medio diario (Qmd) 0.00268 m³/s.

Volumen Total De Lodos Producidos Por Día (VTPD)

Volumen del Sedimentador Primario por día (Vlss)

Retomando de Tabla 7.10 un volumen de lodo sin digerir (*Vl*) un valor de 2.950m³/1000 m³ de AR

$$V_{lss} = Vl \times Q_{md}$$

$$V_{lss} = \frac{2.950m^3}{1000m^3} \times 0.00268 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lss} = 0.68 \text{ m}^3/d$$

Volumen del Sedimentador Secundario por día (V_{lfp})

Retomando de Tabla 7.10 Volumen de lodo producido después del filtro percolador, (V_l) 0.745m³/1000 m³ de AR

$$V_{lfp} = V_l \times Q_{md}$$

$$V_{lfp} = \frac{0.745m^3}{1000m^3} \times 0.00268 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lfp} = 0.17 \text{ m}^3/d$$

Volumen Total por día (V_{TPD})

$$V_{TPD} = V_{lss} + V_{lfp}$$

$$V_{TPD} = 0.68 \frac{m^3}{d} + 0.17 \frac{m^3}{d}$$

$$V_{TPD} = 0.86 \text{ m}^3/d$$

Periodo De Retención

El periodo de retención (T) para el digestor será el mismo diseñado para el digestor de la Planta No.1, dicho valor corresponde a 32 días.

Volumen Del Digestor (V_d)

$$V_d = V_{TPD} \times T = 0.86 \text{ m}^3/d \times 32 \text{ dias} = 26.95 \text{ m}^3$$

Área Superficial Del Digestor (A_d)

Asumiendo para este caso una profundidad de 1.1m

Área superficial (A_d) del digestor:

$$A_d = \frac{V_d}{h} = \frac{26.95\text{m}^3}{1.1\text{ m}} = 24.50\text{ m}^2$$

Diámetro Del Digestor Circular (D_d)

$$D_d = \sqrt{\frac{4 \times A_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 24.50\text{m}^2}{\pi}} = 5.6\text{ m}$$

Altura Del Cono (h_c)

Se considerará una pendiente de fondo(s) de 1:6

El cálculo para determinar la altura del cono (h_c) será:

$$h_c = \frac{D_d}{2} \times s = \frac{5.6\text{ m}}{2} \times \frac{1}{6} = 0.5\text{ m}$$



FIG 7.17 Sección del digester de lodos de la Planta N°2

- DISEÑO DE PATIO DE SECADO

Para el diseño de patio de secado de lodo, trabajaremos con el caudal medio diario $Q_{md}=0.00268\text{m}^3/\text{s}$ y de Tabla 7.10 retomaremos las cantidades de lodos producidos en los diferentes procesos:

- Lodos de sedimentador primario digeridos en tanque separado (V_{spd}), $1.450\text{m}^3/1000\text{ m}^3$ de AR
- Lodos de sedimentador secundario luego de filtro percolador (V_{ssfp}) $0.745\text{m}^3/1000\text{ m}^3$ de AR

Volumen de Lodo

Volúmenes de Lodos por 1000 m^3 de AR

$$Vl = V_{spd} + V_{ssfp} = 1.450 + 0.745$$

$$Vl = \frac{2.195\text{m}^3}{1000\text{ m}^3} \text{ de AR}$$

Volumen De Lodos Diario (V_{ld})

$$V_{ld} = Vl \times Q_{md}$$

$$V_{ld} = \frac{2.195\text{m}^3}{1000\text{m}^3} \times 0.00268 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$V_{ld} = 0.51 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen De Lodos A Verter En Patios De Secado (V_{lps})

El periodo de retención del digester de lodos (tr) es de 32 días.

Con el volumen de lodos diarios y el periodo de retención de digester tenemos.

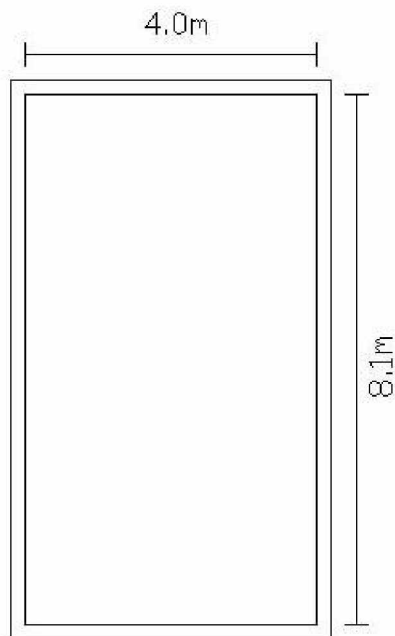
$$V_{ips} = V_{ld} \times tr = 0.51 \frac{m^3}{d} \times 32 \text{ días} = 16.26 m^3$$

Área Superficial De Los Patios De Secado (A_s)

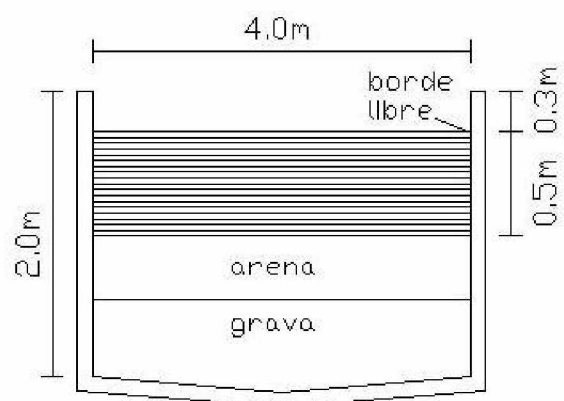
Se considerará que la capa a formarse por el espesor de lodos (e) será de 0.5 m

Por lo tanto el área será:

$$A_s = \frac{V_{ips}}{e} = \frac{16.26 m^3}{0.5 m} = 32.53 m^2$$



a) En Planta



b) Sección Transversal

FIG 7.18 Esquemas del patio de secado de lodos para la Planta N°2

Dimensiones De Los Patios

Consideraremos una longitud del patio (L) igual a 4 m

Por lo tanto el ancho(A) será:

$$A = \frac{As}{L} = \frac{32.53\text{m}^2}{4 \text{ m}} = 8.1 \text{ m}$$

7.3.2 Alternativa de tratamiento No.2

Debido a la topografía que presenta la ciudad de San José Guayabal, La alternativa No.2, consiste en el diseño de un sistema de bombeo de aguas residuales domesticas, con el fin de coleccionar aquellas aguas que dificultan su descarga por gravedad. Posteriormente estas aguas provenientes del sistema de bombeo como aquellas que descargan por gravedad, serán tratadas con el fin de minimizar los efectos negativos al cuerpo receptor. La planta de tratamiento cuenta con los siguientes elementos:

Pre - tratamiento

- Sistema de rejillas
- Desarenador
- Medidor de caudal Parshall

Tratamiento primario

- Sedimentador primario

Tratamiento secundario

- Sistema de filtros percoladores de baja carga
- Sedimentador secundario

Tratamiento de lodos

- Digestor de lodos
- Patio de secado de lodos

7.3.2.1. Planta de tratamiento de aguas residuales N° 3

- DISEÑO DE SISTEMA DE REJAS

Diseño de canal

Caudal máximo horario, $Q = 19.94 \text{ L/s}$ ó $0.01994 \text{ m}^3/\text{s}$.

De continuidad tenemos $Q = Va * A$;

donde:

Va: Velocidad de aproximación 0.6 m/s)

A: Sección Transversal

$$A = \frac{Q_{max}}{Va} = \frac{0.01994 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} = 0.0332 \text{ m}^2$$

Asumiendo un ancho de canal (b) de: 0.2 m

Considerando un canal rectangular, obtendremos un tirante de flujo (T):

$$A = b \times T$$

Despejando nuestro tirante será:

$$T = \frac{A}{b} = \frac{0.0332m^2}{0.2 m} = 0.17 m$$

De Manning podemos determinar la pendiente del canal:

$$Va = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Para n: 0.015;

$$R = \frac{A_H}{P_m} = \frac{\text{Area Hidraulica}}{\text{Perimetro mojado}}$$

$$R = \frac{0.0332m^2}{0.2 m + 0.17 m + 0.17 m} = 0.061 m$$

Despejando:

$$S = \left[\frac{Va \times n}{R^{2/3}} \right]^{1/2}$$

$$S = \left[\frac{0.6 m/s \times 0.015}{0.061^{2/3} m} \right]^{1/2} = 0.24 \%$$

Asumiremos un borde libre (bl): 0.33 m

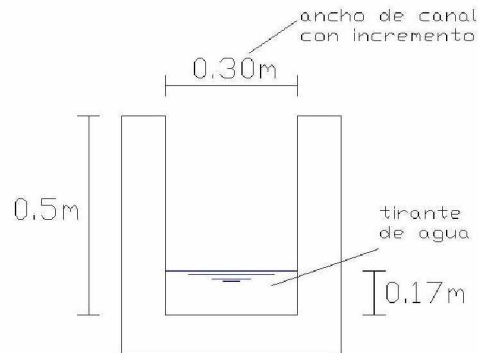


FIG 7.19 Sección del canal de rejillas para la Planta N°3

Profundidad del canal (h):

$$h = bl + T = 0.33 \text{ m} + 0.17 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

Diseño del sistema de rejas

Para obtener el factor de forma ocuparemos sección circular

Asumiendo:

Espesor (br): 10 mm

Espacio entre barras (claros) (e): 15mm

Inclinación (δ): 30

Coefficiente de sección (β): 1.79 (Sección circular)

Velocidad de aproximación (V_a): 0.6 m /s

Incrementando la sección en un 40%: $0.28 \approx 0.30 \text{ m}$

La pérdida por obstrucción de los barrotes depende de dichas secciones y se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{br}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{Va^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$\Delta h = \left[1.79 \times \left(\frac{10}{15}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.6^2}{2 \times 9.81} \text{sen}30 \right] \times 100$$

$$\Delta h = 0.96 \text{ cm}$$

Para rejillas sucias en un 50%

$$e' = e \times 0.5 = \frac{15 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \times 0.5 = 0.75 \text{ cm}$$

$$b' = br + e' = 1 + 0.75 = 1.75 \text{ cm}$$

Perdida de carga:

$$\Delta h' = \beta \times \left(\frac{b'}{e'}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{Va^2}{2g} \text{sen}\delta$$

$$\Delta h' = \left[1.79 \times \left(\frac{1.75}{0.75}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.6^2}{2 \times 9.81} \text{sen}30 \right] \times 100$$

$$\Delta h' = 5.08 \text{ cm}$$

Perdida de carga promedio:

$$\Delta h_{prom} = \frac{\Delta h + \Delta h'}{2} = \frac{0.96 \text{ cm} + 5.08 \text{ cm}}{2} = 3.02 \text{ cm}$$

- DISEÑO DE DESARENADOR

Sección transversal (S)

Velocidad de escurrimiento (V_{esc}) de 0.3 m/s, asumiendo una profundidad de flujo (h) de 0.25m y de caudal máximo horario $Q_{max}=0.01994m^3/s$ tenemos:

$$S = \frac{Q_{max}}{V_{esc}} = \frac{0.01994 m^3/s}{0.3 m/s} = 0.0665m^2$$

De lo anterior obtenemos un ancho:

$$Ancho_{max} = \frac{S}{h} = \frac{0.0665m^2}{0.25 m} = 0.27m \approx 0.25 m$$

Para caudal mínimo horario (Q_{min}) de 0.00249 m³/s y una profundidad de flujo (h) de 0.10 m tenemos un ancho de:

$$S = \frac{Q_{min}}{V_{esc}} = \frac{0.00249 m^3/s}{0.3 m/s} = 0.0083m^2$$

$$Ancho = \frac{S}{h} = \frac{0.0083m^2}{0.10 m} = 0.08m \approx 0.10 m$$

El ancho que se utilizará será el ancho promedio obtenido con el caudal máximo y el caudal mínimo.

$$Ancho_{prom} = \frac{Ancho_{max} + Ancho_{min}}{2}$$

$$Ancho_{prom} = \frac{0.25m + 0.10m}{2} = 0.20m$$

RECOMENDACIÓN: 2 cámaras a 0.2 m de ancho cada una por 0.60 m.

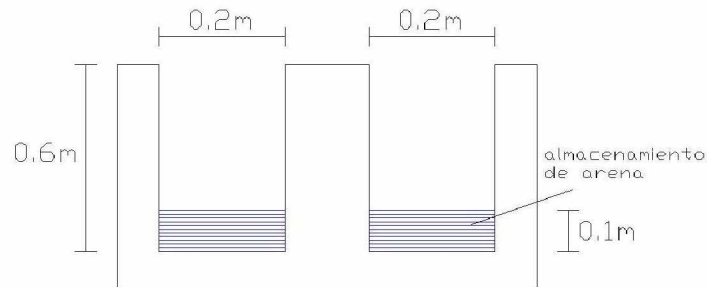


FIG 7.20 Sección transversal del desarenador para la Planta N°3

Longitud del desarenador

La velocidad de sedimentación (V_s) será de 24m/h (Carga superficial).

$$A_{\text{superf}} = \frac{Q_{\text{max}}}{V_s} = \frac{0.01994 \text{ m}^3/\text{s}}{24 \text{ m/h}} \times 3600 \text{ s} = 2.991 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la longitud será:

$$L = \frac{A_{\text{superf}}}{\text{Ancho}} = \frac{2.991 \text{ m}^2}{0.25 \text{ m}} = 12 \text{ m}$$

Almacenamiento de arena

- *Cuneta de almacenamiento:*

Asumiremos una sección de 0.2 por 0.1 m

Por lo tanto el volumen de almacenamiento (V_{al}):

$$V_{al} = L \times \text{area} \times \text{Node desarenadores}$$

$$V_{al} = (12 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}) \times 2 = 0.48 \text{ m}^3$$

Producción anual promedio:

7.5L/h-año → población en estudio 3906

$$Panual = 3906 \text{ habitantes} \times 7.5/1000 \text{ L/h} - \text{año} = 29.29 \text{ m}^3/\text{año}$$

- Limpieza por año (Laño):

$$Laño = \frac{Panual}{Val} = \frac{29.29 \text{ m}^3/\text{año}}{0.48 \text{ m}^2} = 61 \text{ remociones};$$

$$\frac{365 \text{ días}}{61} = 6 \text{ días/remocion}$$

Por lo tanto: 1 vez cada 6 días

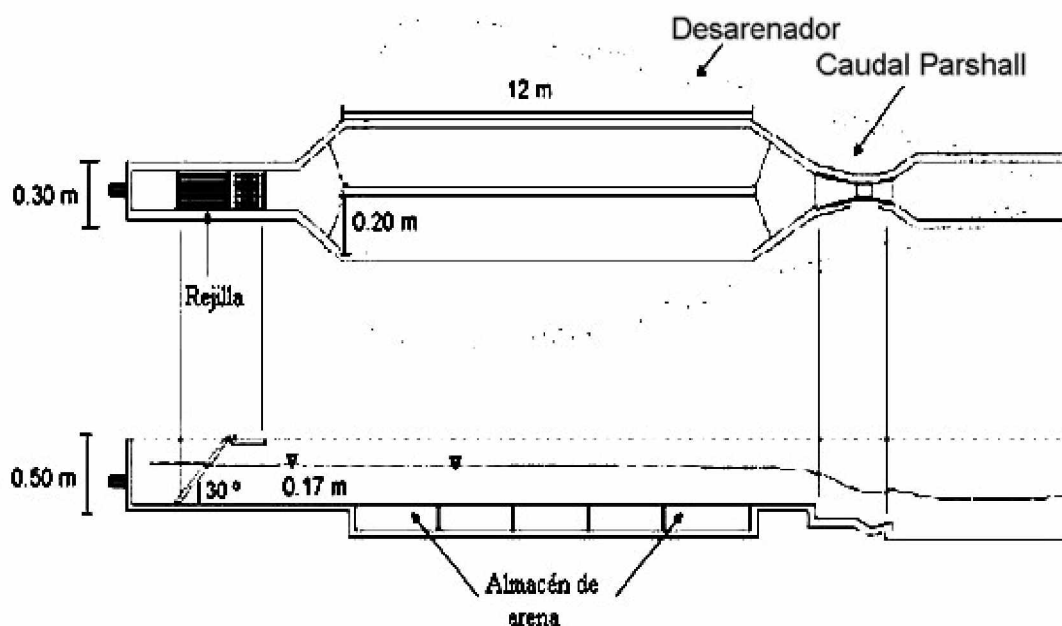


FIG 7.21 Esquemas de rejillas y desarenador para la Planta N°3

- DISEÑO DE MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
(Con ancho de garganta (w) - flujo o descarga libre)

El dimensionamiento del Medidor Parshall, así como los parámetros de criterios serán los mismos presentados en el diseño de la Planta No.1; con la diferencia que su carga o altura en la zona de medición será: $H_{max}=0.155m$; $H_{min}=0.041m$

- DISEÑO DE SEDIMENTADOR PRIMARIO

Consideraremos un periodo de retención (t_r) de 2 horas para el caudal medio diario (Q_{md}) de $0.00831m^3/s$.

Volumen de almacenamiento de agua (V_{ar})

$$V_{ar} = Q_{md} \times t_r$$

$$V_{ar} = 0.00831 \frac{m^3}{s} \times 2h \times 3600 \frac{s}{h}$$

$$V_{ar} = 59.832m^3$$

El volumen de lodo sin digerir (V_l)

Este dato lo retomamos de la Tabla 7.10 siendo este de $2.950 m^3/1000 m^3$ de AR.

Volumen Lodos Producidos Por Sedimentador Primario Cada Día (V_{lss})

$$V_{lss} = V_l \times Q_{md}$$

$$V_{lss} = \frac{2.950m^3}{1000m^3} \times 0.00831 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlss = 2.12 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Volumen De Almacenamiento De Lodos (Val)

Se considerará 6 días de almacenamiento.

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlss \times \text{días de almacenamiento}$$

$$Val = 2.12 \text{ m}^3/\text{d} \times 6 \text{ días} = 12.72 \text{ m}^3$$

Volumen Del Sedimentador (V)

$$V = Var + Val = 59.832\text{m}^3 + 12.72\text{m}^3 = 72.552 \text{ m}^3$$

Área Superficial (As)

Carga superficial (Cs) de 1.35 m³/(m².h)

$$As = \frac{Qmd}{Cs} = \frac{0.00831 \text{ m}^3/\text{s}}{1.35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}} \times 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} = 22.16 \text{ m}^2$$

Sedimentador Circular

$$Diametro = \sqrt{\left[4 \times \frac{As}{\pi}\right]} = \sqrt{\left[4 \times \frac{22.16\text{m}^2}{\pi}\right]} = 5.3 \text{ m}$$

Altura Del Cono (hc)

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será de 60°

Para el ancho efectivo (Ae) en el sedimentador

$A_e = \text{Diametro} + \text{ancho de pantallas deflectoras}$

$$A_e = 5.3 \text{ m} - 0.3 \text{ m} = 5.0 \text{ m}$$

La altura correspondiente al sedimentador será:

$$h_c = \frac{A_e}{2} \tan \beta = \frac{5.0 \text{ m}}{2} \tan 60 = 4.3 \text{ m}$$

Volumen Del Cono (Vc)

$$V_c = \pi r^2 \left[\frac{h_c}{3} \right] = \pi \left[\frac{5.3 \text{ m}}{2} \right]^2 \left[\frac{4.3 \text{ m}}{3} \right] = 31.62 \text{ m}^3$$

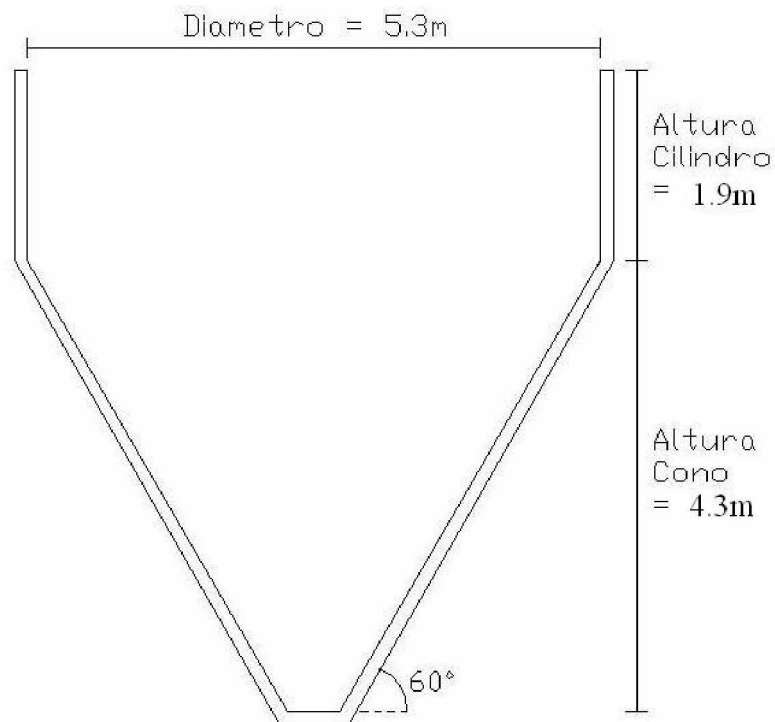


FIG 7.22 Sección del sedimentador primario de la Planta N°3

Volumen Cilindro (Vci)

$$V_{ci} = V - V_c = 72.552 \text{ m}^3 - 31.62 \text{ m}^3 = 20.932 \text{ m}^3$$

Altura Del Cilindro (hci)

$$h_{ci} = \frac{V_{ci}}{A_s} = \frac{20.932 \text{ m}^3}{\pi \times \left[\frac{5.3 \text{ m}}{2} \right]^2} = 1.9 \text{ m}$$

Profundidad Total Del Sedimentador (H)

$$H = h_c + h_{ci} = 4.3 \text{ m} + 1.9 \text{ m} = 6.2 \text{ m}$$

Remoción Esperada De DBO Y SST

Para porcentaje de remoción de DBO tenemos:

$$R_{\text{DBO}} = \frac{\text{tr}}{a + b \times \text{tr}} = \frac{2}{0.018 + 0.020 \times 2} = 34.48 \%$$

Para porcentaje de remoción de SST tenemos:

$$R_{\text{SST}} = \frac{\text{tr}}{a + b \times \text{tr}} = \frac{1.5}{0.0075 + 0.014 \times 1.5} = 56.34 \%$$

Concentraciones obtenidas

<i>Parámetro En Estudio</i>	<i>Entrada Sedimentador</i>	<i>Remoción %</i>	<i>Salida Del Sedimentador</i>
-----------------------------	-----------------------------	-------------------	--------------------------------

	(Mg/Lt)		(Mg/Lt)
DBO	300	34.48	196.56
Sólidos Suspendidos	870	56.34	379.85

- DISEÑO DE FILTRO PERCOLADOR

Debido a la falta de espacio en el lugar, se considerará para el diseño un filtro percolador de una sola etapa sin recirculación.

El parametro a utilizar de DBO obtenido a la salida del sedimentador primario es 196.56 mg/lit.

Calculo de eficiencia, recirculación, carga de DBO.

La eficiencia para la remoción de la DBO requerida (E_r) y retomando el límite que establece la norma CONACYT de 60 mg/lit DBO (Tabla 7.3) en la descarga del cuerpo receptor es:

$$E_r = \frac{C_{DBO} - C}{C_{DBO}} = \left[\frac{196.56 - 40}{196.56} \right] \times 100 = 80 \%$$

Considerando que no existirá recirculación ($R=0$), el factor de recirculación (F) será:

$$F = \frac{1 + R}{\left[1 + \frac{R}{10}\right]^2} = \frac{1 + 0}{\left[1 + \frac{0}{10}\right]^2} = 1$$

Carga de DBO

$$W = \frac{C_{DBO} \times Q_{md}}{1000}$$

$$W = \frac{196.56 \text{ mg/l} \times 0.00831 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/d}}{1000}$$

$$W = 141.13 \text{ kg DBO/d}$$

Dimensionamiento del filtro

Por lo tanto el volumen (V) será:

$$V = \frac{W}{\left[\frac{100 - Er}{0.4425 \times Er}\right]^2}$$

$$V = \frac{141.13}{\left[\frac{100 - 80}{0.4425 \times 80}\right]^2} = 442.15 \text{ m}^3$$

Asumiendo una profundidad (h) de 2.4m, obtendremos un área de:

$$A = \frac{V}{h} = \frac{442.15 \text{ m}^3}{2.4 \text{ m}} = 184.23 \text{ m}^2$$

Para filtro cuadrado:

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{184.23 \text{ m}^2}$$

$$L = 13.57 \approx 13.6 \text{ m}$$

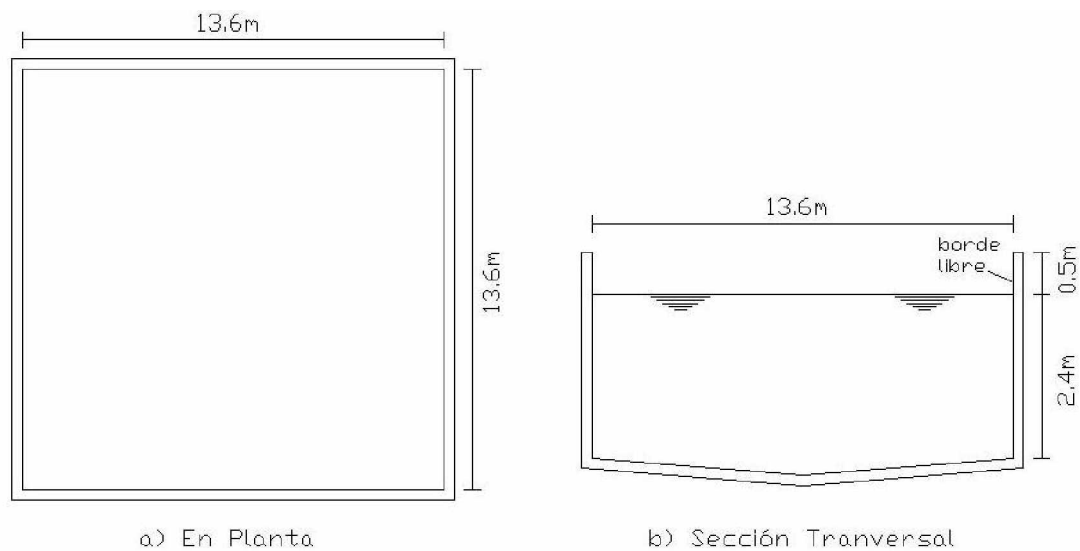


FIG 7.23 Esquemas del filtro percolador de la Planta N°3

Por lo tanto el nuevo volumen es:

$$V = L^2 \times h = 13.6^2 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ m} = 443.90 \text{ m}^3$$

Finalmente verificando la tasa de carga hidráulica (L_w)

$$L_w = \frac{Qmd}{A} \times 86400$$

$$L_w = \frac{0.00831 \text{ m}^3/\text{s}}{13.6^2 \text{ m}^2} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$L_w = 3.9 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

El parámetro de carga hidráulica se encuentra en el rango de un filtro "Tasa Intermedia".

concentración entrada filtro	eficiencia %	concentración salida de filtro
---------------------------------	--------------	-----------------------------------

<i>mg/l</i>		<i>mg/l</i>
196.56	69	39.31

El valor que se obtuvo de concentración de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO5) a la salida del filtro, es menor que el límite permisible por la norma del CONACYT, el cual corresponde a 60 mg/l, por lo tanto se considera satisfactorio el resultado del sistema de filtros.

- DISEÑO DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Se tomará con periodo de retención de (t_r) de 2 horas y una carga superficial de $24 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$, según Tabla 7.15, y un caudal medio diario de $0.00268 \text{ m}^3/\text{s}$.

Volumen de almacenamiento de agua (V_{ar})

$$V_{ar} = Q_{md} \times t_r$$

$$V_{ar} = 0.00831 \text{ m}^3/\text{s} \times 2 \text{ h} \times 3600 \text{ s/h}$$

$$V_{ar} = 59.832 \text{ m}^3$$

El volumen de lodo sin digerir (V_l)

Este dato lo retomamos de la Tabla 7.10 siendo este de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de AR.

Volumen Lodos Producidos Por Sedimentador Secundario Cada Día (V_{lfp})

$$Vlfp = Vl \times Qmd$$

$$Vlfp = \frac{0.745m^3}{1000m^3} \times 0.00831 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlfp = 0.53 m^3/dia$$

Volumen De Almacenamiento De Lodos (Val)

Se considerará 6 días de almacenamiento.

Por lo tanto el volumen de almacenamiento de lodos será:

$$Val = Vlfp \times dias \text{ de almacenamiento}$$

$$Val = 0.53 m^3/d \times 6 dias = 3.18 m^3$$

Volumen Del Sedimentador (V)

$$V = Var + Val = 59.832m^3 + 3.18m^3 = 63.012 m^3$$

Área Superficial (As)

Carga superficial (Cs) de 24 m³/ (m².d), según Tabla 7.15

$$As = \frac{Qmd}{Cs} = \frac{0.00831 m^3/s}{24 m^3/m^2.d} \times 86400 \frac{s}{d} = 29.916 m^2$$

Sedimentador Circular

$$Diametro = \sqrt{\left[4 \times \frac{As}{\pi}\right]} = \sqrt{\left[4 \times \frac{29.916m^2}{\pi}\right]} = 6.2 m$$

Altura Del Cono (hc)

La inclinación o pendiente del fondo (β) a considerar será de 60°

Para el ancho efectivo (Ae) en el sedimentador

$$Ae = \text{Diametro} + \text{ancho de pantallas deflectoras}$$

$$Ae = 6.2 \text{ m} - 0.3 \text{ m} = 5.9 \text{ m}$$

La altura correspondiente al sedimentador será:

$$hc = \frac{Ae}{2} \tan \beta = \frac{5.9 \text{ m}}{2} \tan 60 = 5.1 \text{ m}$$

Volumen Del Cono (Vc)

$$Vc = \pi r^2 \left[\frac{hc}{3} \right] = \pi \left[\frac{6.2 \text{ m}}{2} \right]^2 \left[\frac{5.1 \text{ m}}{3} \right] = 51.32 \text{ m}^3$$

Volumen Cilindro (Vci)

$$Vci = V - Vc = 63.012 \text{ m}^3 - 51.32 \text{ m}^3 = 11.692 \text{ m}^3$$

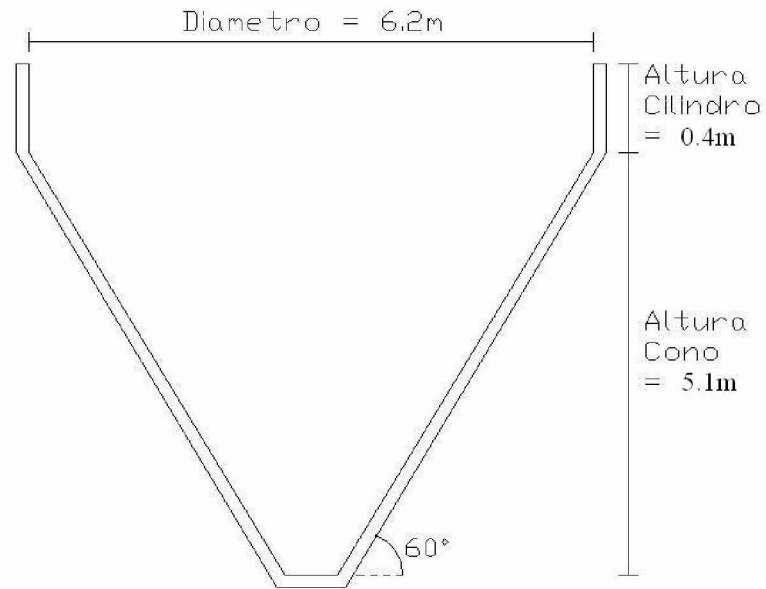


FIG 7.24 Esquema del sedimentador secundario de la Planta N°3

Altura Del Cilindro (h_{ci})

$$h_{ci} = \frac{V_{ci}}{A_s} = \frac{11.692m^3}{\pi \times \left[\frac{6.2m}{2}\right]^2} = 0.4m$$

Profundidad Total Del Sedimentador (H)

$$H = h_c + h_{ci} = 5.1m + 0.4m = 5.5m$$

- DISEÑO DE DIGESTOR DE LODOS

De Tabla 7.10 se retoman la cantidad de lodo generado en los procesos. Y para los diferentes cálculos utilizaremos el caudal medio diario (Q_{md}) 0.00831 m³/s

Volumen Total De Lodos Producidos Por Día (VTPD)

Volumen del Sedimentador Primario por día (V_{lss})

Retomando de Tabla 7.10 un volumen de lodo sin digerir (*V_l*) un valor de 2.950m³/1000 m³ de AR y su correspondiente cálculo será:

$$V_{lss} = V_l \times Q_{md}$$

$$V_{lss} = \frac{2.950m^3}{1000m^3} \times 0.00831 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lss} = 2.12 m^3/d$$

Volumen del Sedimentador Secundario por día (V_{lfp})

Retomando de Tabla 7.10 Volumen de lodo producido después del filtro percolador, (*V_l*) 0.745m³/1000 m³ de AR y su correspondiente cálculo será:

$$V_{lfp} = V_l \times Q_{md}$$

$$V_{lfp} = \frac{0.745m^3}{1000m^3} \times 0.00831 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lfp} = 0.53 m^3/d$$

Volumen Total por día (V_{TPD})

$$V_{TPD} = V_{lss} + V_{lfp}$$

$$V_{TPD} = 2.12 m^3/d + 0.53 m^3/d$$

$$V_{TPD} = 2.65 m^3/d$$

Periodo De Retención

El periodo de retención (T) para el digestor será el mismo diseñado para el digestor de la Planta No.1, dicho valor corresponde a 32 días.

Volumen Del Digestor (Vd)

$$V_d = V_{TPD} \times T = 2.65 \frac{m^3}{d} \times 32 \text{ días} = 83.57 m^3$$

Área Superficial Del Digestor (Ad)

Asumiendo para este caso una profundidad de 3.0 m

Área superficial (Ad) del digestor será:

$$A_d = \frac{V_d}{h} = \frac{83.57 m^3}{3 m} = 27.86 m^2$$

Diámetro Del Digestor Circular (Dd)

$$D_d = \sqrt{\frac{4 \times A_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 27.86 m^2}{\pi}} = 6.0 m$$

Altura Del Cono (hc)

Se considerará una pendiente de fondo(s) de 1:6

El cálculo para determinar la altura del cono (hc) será:

$$hc = \frac{D_d}{2} \times s = \frac{5.6 m}{2} \times \frac{1}{6} = 0.5 m$$

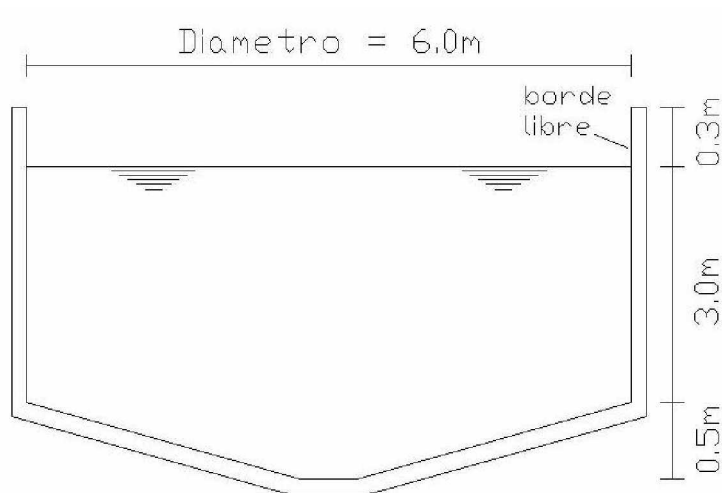


FIG 7.25 Sección del digestor de lodos de la Planta N°3

- DISEÑO DE PATIO DE SECADO DE LODOS

Para el diseño de patio de secado de lodo, trabajaremos con el caudal medio diario $Q_{md}=0.00831\text{m}^3/\text{s}$ y de Tabla 7.10 retomaremos las cantidades de lodos producidos en los diferentes procesos:

- Lodos de sedimentador primario digeridos en tanque separado (V_{spd}), $1.450\text{m}^3/1000\text{ m}^3$ de AR
- Lodos de sedimentador secundario luego de filtro percolador (V_{ssfp}) $0.745\text{ m}^3/1000\text{ m}^3$ de AR

Volumen de Lodo

Volúmenes de Lodos por 1000 m^3 de AR

$$V_l = V_{spd} + V_{ssfp} = 1.450 + 0.745 = \frac{2.195\text{m}^3}{1000\text{ m}^3} \text{ de AR}$$

Volumen De Lodos Diario (V_{ld})

$$V_{ld} = Vl \times Qmd$$

$$V_{ld} = \frac{2.195m^3}{1000m^3} \times 0.00831 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{ld} = 1.58 m^3/dia$$

Volumen De Lodos A Verter En Patios De Secado (V_{lps})

El periodo de retención del digestor de lodos (tr) es de 32 días

Con el volumen de lodos diarios y el periodo de retención de digestor tenemos.

$$V_{lps} = V_{ld} \times tr = 1.58 m^3/d \times 32 dias = 50.43 m^3$$

Área Superficial De Los Patios De Secado (A_s)

Se considerará que la capa a formarse por el espesor de lodos (e) será de 0.6 m

Por lo tanto el área será:

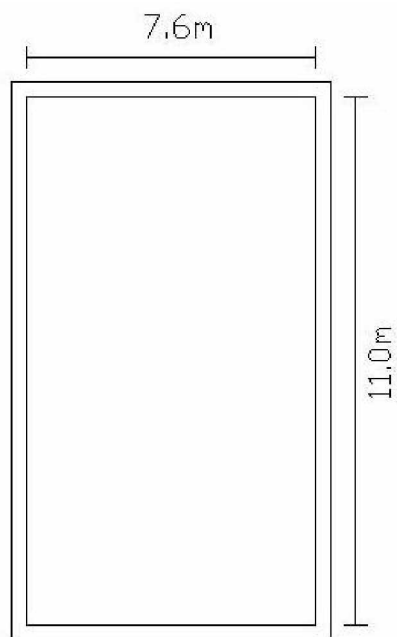
$$A_s = \frac{V_{lps}}{e} = \frac{50.43m^3}{0.6 m} = 84.05 m^2$$

Dimensiones De Los Patios

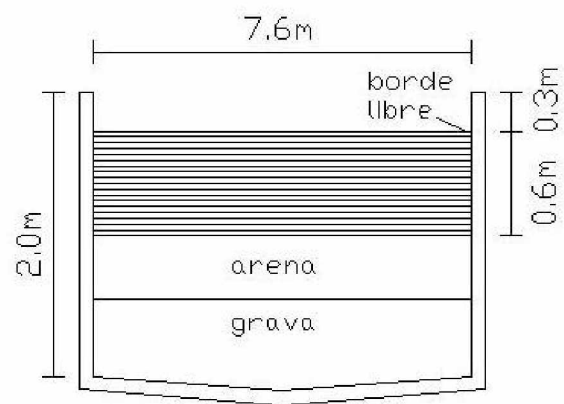
Consideraremos una longitud del patio (L) igual a 11 m

Por lo tanto el ancho(A) será:

$$A = \frac{A_s}{L} = \frac{84.05 \text{ m}^2}{11 \text{ m}} = 7.6 \text{ m}$$



a) En Planta



b) Sección Transversal

FIG 7.26 Esquemas del patio de secado de lodos de la Planta N°3

CAPITULO VIII

ESPECIFICACIONES TECNICAS,
PLANOS Y PRESUPUESTO DE LAS
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES

8.1 Especificaciones técnicas

Al contar con el diseño de las plantas de tratamiento ya definido, se procede a describir las especificaciones técnicas necesarias para la construcción de dicha obra. En esta parte se definen las normas, exigencias y procedimientos para ser empleados y aplicados en todas las actividades de construcción del proyecto.

Las especificaciones técnicas no constituyen un manual de construcción, sin embargo contiene los requisitos mínimos que debe obtenerse en la obra terminada. Cabe mencionar, que la omisión de cualquier detalle en planos, en especificaciones técnicas o en ambos, no exonera al contratista de la responsabilidad y obligación de ejecutarlos. Por lo tanto, no podrá tomarse como base para reclamaciones o demandas posteriores, puesto que se supone que el contratista conoce bien las prácticas correctas de construcción.

8.1.1 Obras Preliminares

En esta partida se incluye todas las operaciones necesarias para iniciar el proceso constructivo, tales como: limpieza del terreno, construcción de bodega y oficina, construcción de cerca de seguridad, etc.

El descapote consistirá en retirar toda vegetación, roca o estructura que interfiera con el proceso constructivo de la obra.

Las bodegas del contratista serán de dimensiones adecuadas al volumen de equipos y materiales que se usarán en la obra. Se deberá construir con techo de lámina galvanizada: paredes y estructuras de madera o lámina; piso de mortero (cemento y arena). Sin embargo, debido a la cercanía de los terrenos a la Ciudad, es una opción factible rentar alguna casa para mantenerla como bodega y oficinas.

Para la cerca de seguridad, se utilizará de una sola vez la cerca perimetral que se contempla en los planos, cuya construcción deberá cumplir las especificaciones técnicas para estructuras metálicas que se describe más adelante.

Medición y forma de pago.

Las instalaciones provisionales se pagarán por suma global al estar terminadas y recibidas a satisfacción por la supervisión de la obra.

8.1.2 Trazo y nivelación

El contratista establecerá las referencias planimétricas y altimétricas (bancos de marca) necesarias para replantear ejes y niveles presentados en los planos.

El trazo se realizará mediante el uso de teodolito y niveles de madera.

Medición y forma de pago.

La forma de pago será por suma global, luego de haber sido inspeccionado y aprobado por la supervisión de la obra.

8.1.3 Excavación y relleno

El trabajo de esta partida incluye el suministro de materiales, mano de obra, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos de excavación y relleno en la construcción de fundaciones, tuberías y demás instalaciones enterradas.

8.1.3.1 Excavación

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.

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.

Las paredes de excavación se harán a plomo y tomando las precauciones necesarias para evitar derrumbes ocasionados por cortes y rellenos.

Para las tuberías, se deberá compactar en caso de que el suelo resulte suelto o inapropiado, una capa de suelo cemento de proporción 1:20, con un alto y ancho equivalente a 1.5 veces el diámetro de la tubería.

Medición y forma de pago.

La forma de pago será por m³ de excavación. En el costo se incluye la excavación, ademado y disposición final del material sobrante.

8.1.3.2 Relleno, nivelación y compactación

El material a utilizar en la compactación de fundaciones o tuberías deberá ser sometido a pruebas de laboratorio y al no ser adecuado, se utilizará limo arenoso o tierra blanca en su sustitución.

El relleno será depositado en capas no mayores de 15cm, compactando cada capa con el equipo aprobado por el supervisor. En caso de que se utilicen apisonadores manuales o mecánicos, se deberá tener cuidado de no dañar las estructuras o tuberías.

El compactado sobre estructuras se realizará después de 7 días de haber realizado el colado o cuando el supervisor lo estime conveniente.

El control de densidad y humedad de la compactación se efectuará hasta alcanzar el 90% de la densidad máxima, obtenida mediante la norma AASHTO T-180.

Cuando haya cambios de pendientes, se redondearán los bordes.

Medición y forma de pago.

La forma de pago será por metro cúbico medido de acuerdo a volúmenes realmente ejecutados.

8.1.3.2.1 Suelo cemento

Cuando sea necesario la aplicación de suelo cemento se realizará con una proporción de 20 partes de tierra blanca y una parte de cemento, esta mezcla deberá realizarse en volumen suelto.

El control de densidad y humedad de la compactación deberá alcanzar el 95% de la densidad máxima, obtenida mediante la norma AASHTO T-180.

Medición y forma de pago.

La forma de pago será por metro cúbico e incluye acarreo y suministro de tierra blanca.

8.1.4 Concreto estructural

En esta partida están comprendidas todas las obras de concreto indicadas en los planos y sus respectivos procesos de construcción, tales como: fabricación, colocación, curado y resanado de concreto.

8.1.4.1 Materiales

- Cemento

Todo el cemento debe ser del tipo Portland y cumplirá con las especificaciones ASTM C-150 Tipo I o II. El cemento será entregado en el sitio en bolsas selladas por el fabricante, no se aceptará el cemento contenido en bolsas abiertas o rotas.

El cemento se almacenará en un lugar seco con suficientes provisiones para evitar que absorba humedad. Las bolsas deberán ser colocadas sobre plataformas de madera, levantadas 15cm sobre el piso. Además, no se dispondrán en pilas de más de diez sacos. No se permitirá el uso de cemento endurecido por almacenamiento o parcialmente fraguado, en ninguna parte de la obra. El contratista deberá usar el cemento que tenga más tiempo de estar almacenado antes de usar el almacenado recientemente.

- Agregados

Arena.

Estará formada por partículas sanas, duras, exentas de polvo, grasas, sales, álcalis, sustancias orgánicas y otros perjudiciales para el concreto. La granulometría de los agregados gruesos y finos quedará dentro de los límites indicados en la norma ASTM C-33, no deberá contener más del 1½ % de arcilla, no menos del 85% deberá pasar por la malla de ¼", no más del 30% deberá pasar por el cedazo #50 y no más del 5% pasar por el cedazo #100.

Grava.

Deberá ser roca dura y cristalina, libre de pizarra, lajas o piezas en descomposición, será sin material adherido y limpia. El tamaño máximo del agregado no será mayor de 1/5" de la dimensión menor entre los lados de los moldes de los miembros en el cual se va a usar el concreto y no mayor de 3/4" de los espacios libres entre las barras, dicha grava es comúnmente conocida como Grava No.1. Además la granulometría deberá corresponder a una de las indicadas en la tabla No. 2 de las especificaciones ASTM C-33. Estos agregados se almacenarán y mantendrán en una forma tal manera que impida la segregación y contaminación.

- Agua

El agua al momento de usarse debe ser limpia y estar libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros, materias orgánicas y otras sustancias.

- Acero de refuerzo

Todo el acero corrugado de refuerzo deberá cumplir con la norma para varilla de refuerzo en concreto armado ASTM A-615, y tendrán un límite de fluencia $f_y=2800 \text{ Kg/cm}^2$ (Grado 40). Se exceptúa el acero de refuerzo #2 ($\emptyset \frac{1}{4}$ ") que será liso.

El Supervisor podrá exigir que se haga un ensayo de tracción y uno de dobleces por cada nuevo lote que ingrese a la bodega del contratista, con un mínimo 3 muestras de 90 cm para el ensayo de tracción. Pudiendo exigir el supervisor el certificado de compra.

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad garantizada por el fabricante.

En el armado de cualquier miembro estructural no se permitirán barras de refuerzo cuyo diámetro nominal difiera del indicado en los planos en más del 5%.

Colocación del acero de refuerzo.

El Contratista cortará, doblará colocará todo el acero de refuerzo de acuerdo con lo que indiquen los planos y los criterios del reglamento ACI 318-95. Todo el refuerzo deberá estar libre de óxido suelto, de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda reducir su adherencia con el concreto. Se utilizarán cubos de concreto, separadores y amarres, para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar el desplazamiento durante el colado.

Todos los dobleces (inclusive coronas, estribos, ganchos) serán hechos en frío sobre una espiga de diámetro no menor de cuatro (4) veces el diámetro de la barra que se dobla, en el caso de estribos; ni menor de seis (6) veces el diámetro de la barra que se dobla, en el caso del refuerzo principal.

Los traslapes serán desplazados entre sí a una longitud no menor de 30 veces el diámetro nominal para varilla corrugada, y 40 diámetros de longitud para varilla lisa. Los cierres de las coronas y estribos contiguos deberán quedar alternados.

- Aditivos

Los aditivos deberán ser usados en las proporciones indicadas en las instrucciones impresas de los fabricantes. El Supervisor 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 el Supervisor como medida de emergencia para remediar las

negligencias, errores, o atrasos en el progreso de la obra imputables al Contratista.

8.1.4.2 Dosificación y control de mezcla

El contratista proporcionará concreto con resistencia mínima a la ruptura por compresión a los 28 días de 210 kg/cm², cuya proporción es de una parte de cemento, 2 partes de arena y 2 partes de grava.

El diseño será efectuado por un laboratorio que posea la experiencia en este campo, y lo efectuará usando materiales que el contratista haya acopiado en el lugar de la obra, con el cemento y el agua que realmente empleará en la construcción. La relación agua - cemento no debe variarse a la dada por la mezcla de diseño.

El concreto será dosificado preferiblemente por peso, pero se podrá también dosificar por volumen, de acuerdo a las proporciones por peso estipuladas en el diseño de las mezclas.

El contratista deberá obtener la resistencia del concreto especificada, las cuales deberán comprobarse por medio de especímenes preparados curados y sometidos a prueba, de conformidad con las normas ASTM C-31 y C-39. Estas pruebas se harán en seis cilindros por cada muestreo.

Se hará un muestreo por día de colado por cada 10 m³ o menos de concreto vaciado o de acuerdo a la necesidad que establezca el laboratorio. Los cilindros serán tomados de la siguiente manera: 3 para ensayar a los 7 días y 3 para ensayar a los 28 días.

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.

Otra manera de hacer muestreos puede ser tomándose muestras por lo menos en tres revolturas seleccionadas al azar, o en cada revoltura cuando se empleen menos de tres.

Una prueba de resistencia debe ser el promedio de la resistencia de tres cilindros hechos de la misma muestra de concreto y probados ambos a la misma edad.

Cabe mencionar, que antes de la colocación deben tomarse las muestras de concreto necesarias para realizar las pruebas de revenimiento, el cual deberá de tener entre 4 y 5 pulgadas sin el uso de aditivos. Si los resultados de estas pruebas caen fuera de las tolerancias permitidas, el Supervisor podrá rechazar el concreto u ordenar las medidas correctivas necesarias.

8.1.4.3 Preparación del concreto

Se usarán mezcladores del tipo apropiado y se preparará el concreto sólo 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 colocar allí los materiales para la carga siguiente.

No se podrá utilizar el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haberse agregado el cemento al agua para la mezcla, o el cemento al agregado. El concreto premezclado que haya sido entregado en la obra en camiones mezcladores o agitadores podrá colocarse en el término de 60 minutos, calculados desde el momento en que se ha agregado el agua al cemento.

8.1.4.4 Colocación del concreto

El concreto se depositará hasta donde sea posible, en su posición final. Los colados se harán a tal velocidad y altura (menor de 1.00 m) que el concreto se conserve todo el tiempo en estado plástico y se evite la segregación. Donde las operaciones de colocación impliquen verter el concreto directamente desde una altura de más de 1.00 m, se deberá depositar a través de tubos o canales de metal u otro material aprobado.

No se depositará concreto que se haya endurecido parcialmente o que esté contaminado con sustancias extrañas, ni se revolverá nuevamente a menos que el Supervisor dé su aprobación.

El recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo en estructuras de concreto en contacto con el terreno deberá ser de 5 cm., y en los demás elementos 2.5 cm.

El concreto se consolidará con ayuda de un equipo vibrador adecuado.

8.1.4.5 Encofrados

El Contratista colocará los moldes de tal manera que produzcan alineamientos correctos del concreto y que no permitan filtraciones. Los encofrados serán construidos con suficiente rigidez 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 escurrimiento de la lechada y en tal forma que permanezcan sin deformarse, ni pandearse. Se utilizará madera de pino o moldes metálicos, con una estructuración adecuada.

El Contratista será el único responsable por el desencofrado de las estructuras, por lo que debe cumplir con los plazos mínimos siguientes, contados a partir del fraguado del concreto:

- Sedimentadores: 3 días
- Pedestales: 2 días

8.1.4.6 Curado

El concreto deberá protegerse de la pérdida de humedad durante un período mínimo de 7 días, cubriéndolo permanentemente con una capa de agua o con algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante el proceso de fraguado.

8.1.4.7 Reparación de defectos del colado

Todos los defectos superficiales que resulten en el concreto al retirar los moldes deberán ser corregidos. Las colmenas cuya profundidad no exceda de $1/5$ de la sección de concreto, así como las rajaduras y delaminaciones superficiales, deberán picarse hasta encontrar concreto compacto, después serán lavadas y resanadas con un mortero epóxico. En caso de agrietamiento se podrá realizar una inyección con resina epóxica de baja viscosidad.

Si la colmena excede $1/5$ de la sección transversal se procederá a la demolición total o parcial del elemento colado. En caso que sea parcial, la zona demolida será restaurada con un concreto de igual resistencia, pero se aplicará una resina epóxica para unir concreto nuevo con viejo y un estabilizador volumétrico de buena calidad.

Medición y forma de pago.

Todas las estructuras de concreto armado se medirán en m³ y se pagarán en proporción a los volúmenes de concreto endurecidos.

8.1.5 Albañilería y acabados

En esta partida están incluidas todas las obras de albañilería y acabados, el Contratista proveerá materiales, equipo y servicios necesarios para ejecutar las obras que indiquen los planos y especificaciones.

8.1.5.1 Morteros

- Materiales

Todo el cemento a utilizar para mortero será Portland, tipo I, según especificaciones ASTM C-150. El agregado fino, arena, deberá cumplir la norma ASTM C-144 Y C-40.

El agua al momento de usarse debe estar limpia, libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros o cualquier otro material o sustancia que la contamine. La cantidad de agua que se usará en la mezcla será la mínima necesaria para obtener un mortero plástico y trabajable.

No se permitirá el uso de mortero que haya permanecido 30 minutos sin usar después de agregar el cemento; no podrá retemplarse el mortero por medio de adición de más cemento.

- Proporciones

Los materiales a usar tendrán proporciones en volumen según el siguiente cuadro:

TABLA 8.4 Clasificación de proporciones de mortero según el uso

<i>DESCRIPCION</i>	<i>PROPORCION</i>
Mampostería de ladrillo de barro o de concreto	1:4
Repellos	1:4
Afinados	1:2
Mampostería de piedra	1:3

No se permitirá por ningún motivo batir mezcla en el suelo de tierra.

8.1.5.2 Mampostería de bloques de concreto

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 ultima a la rotura por compresión de 70 kg/cm² en promedio de 3 unidades.

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 muestra 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 1:4, las juntas no podrán ser mayores de 1.5 cm., ni menores de 0.5 cm. 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.

- Grout (lechada de relleno)

El ACI define el grout como una mezcla de material cementicio (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 15cm, y un tamaño máximo de agregados de 3/4".

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.

8.1.5.3 Mampostería de ladrillo de barro

Los ladrillos a utilizar serán de mampostería confinada de barro cocido, del tipo calavera; las dimensiones mínimas serán de 9X14X28 cm y deben presentar una resistencia última por compresión de 40 Kg/cm².

El mortero a utilizar para el pegamento de ladrillos de barro cocido deberá cumplir con la especificación ASTM C-270, con una proporción de 1:4.

En las paredes de ladrillo las hiladas deberán asentarse completamente sobre un lecho de mortero, debiendo estar perfectamente alineadas, niveladas y a plomo. Entre ladrillo y ladrillo habrá siempre una capa de mortero que cubrirá completamente las caras adyacentes. Las juntas deberán quedar completamente llenas, siendo su espesor no menor de 10mm ni mayor de 15mm. El mortero de las juntas deberá quedar bien compactado y se removerá inmediatamente todo el excedente, dejando una superficie limpia y bien perfilada. Los ladrillos serán humedecidos por inmersión antes de su colocación, hasta su completa saturación.

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.

8.1.5.4 Acabados de paredes

Los repellos se harán con mortero de cemento Pórtland tipo I y arena de río de granos menores de 1/16", en una proporción volumétrica 1:4. Los afinados se harán con llana metálica aplicando un mortero de cemento Pórtland tipo I y arena con granos menores de 1/64", en proporción volumétrico 1:2.

Antes de repellar deberán limpiarse y mojarse las paredes y cuando haya que repellar estructuras de concreto, deberá picarse previamente para mayor adherencia del repello, éste en ningún caso tendrá un espesor mayor de 1.5 cm.

El repello deberá curarse por lo menos durante tres días, después de los cuales podrá procederse al afinado con llana metálica, hasta lograr una superficie tersa y uniforme. El afinado deberá curarse por lo menos durante 5 días.

Medición y forma de pago.

El pago del repello y afinado se será por m².

8.1.6 Estructuras metálicas

El alcance del trabajo incluye la construcción de los elementos estructurales metálicos, con la combinación de perfiles metálicos y varillas de acero indicados en los planos, para formar elementos de alma abierta o llena. Se incluyen los detalles de conexión.

- Material

Todos los perfiles metálicos indicados en estos planos deberán cumplir con los requisitos de calidad de la designación ASTM A-36.

- Requerimientos constructivos

Para la fabricación y montaje de la estructura metálica se deberá desarrollar planos de taller y en la ejecución deberá garantizarse la estabilidad de la estructura por medio de puntales y arriostramientos laterales.

Las soldaduras se realizarán con el proceso de arco eléctrico con electrodo protegido del tipo E-7018.

Medición y forma de pago.

Los elementos estructurales se medirán por metro lineal construido, y se pagará en proporción a la cantidad de elementos colocados en su ubicación final, con sus conexiones revisadas y aprobadas por el supervisor.

8.1.7 Instalación de tuberías

Se incluyen todas las instalaciones de tuberías mostradas en el plano, así como sus accesorios, cajas, pozos y cualquier otro elemento indicado.

- Material

Los planos constructivos indicarán el tipo de tubería y diámetro que se emplearán. En el caso de usarse tuberías de PVC deberán ser fabricadas bajo norma para una presión de 100 PSI.

- Requerimientos constructivos

En el caso de tuberías enterradas, la excavación deberá tener un ancho mínimo de 30cm, en tuberías de diámetros menores a 6", y en diámetros mayores según la tabla 8.5.

El relleno sobre tuberías deberá realizarse con material limo arenoso, depositado en capas de 15cm, y compactado hasta tener un 80% de la densidad máxima.

TABLA 8.5 Ancho de excavación a partir de diámetros de tuberías

<i>Diámetros de la tubería</i>	<i>Ancho de la excavación</i>
6"	60 cm
8"	70 cm
10"	75 cm
12"	80 cm
15"	85 cm

En el caso de ser necesario la construcción de cajas y pozos se hará de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas de ANDA.

Medición y forma de pago.

El pago se realizará en base a la cantidad de metros lineales de tubería debidamente instalada y probada por la supervisión, incluyendo sus accesorios. Las válvulas se medirán por unidad.

8.1.7.1 Prueba hidráulica de infiltración y estanqueidad

El ensayo de estanqueidad se fundamenta en el llenado con agua de las tuberías de un sistema de alcantarillado, sometiéndola a una presión dada, para determinar la pérdida del agua, con el objetivo de establecer su aceptabilidad.

Se probará cada tramo de la instalación obturando la entrada de la tubería en la arqueta "aguas abajo", relleno con agua desde la arqueta "aguas arriba", se dejarán transcurrir 30 minutos realizándose una inspección general, comprobándose que no existen fugas.

Dicha prueba será evaluada por La Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANDA).

8.2 Planos y detalles de las plantas de tratamiento de aguas residuales

Los planos correspondientes al diseño y detalles de todas las alternativas de plantas de tratamiento de aguas residuales se encuentran en el anexo 3, cuyo contenido es el siguiente:

HOJA 1: Vista General y Perfiles de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales N°1

- HOJA 2: Planta y Cortes de las Unidades de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales N°1
- HOJA 3: Vista General de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales N°2
- HOJA 4: Perfiles de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales N°2
- HOJA 5: Planta y Cortes de las Unidades de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales N°2
- HOJA 6: Vista General y Perfiles de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales N°3
- HOJA 7: Planta y Cortes de las Unidades de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales N°3
- HOJA 8: Detalles Estructurales de Planta de Tratamiento N°1, N°2 y N°3

8.3 Presupuesto de las plantas de tratamiento N°1 y N°2

Para el desarrollo del presupuesto se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las cantidades de obras de las partidas se obtuvieron de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en el anexo 3.
- Del Manual del Constructor se retomaron algunas proporciones de cantidades de materiales.

- Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda del software Autocad 2007.
- El costo de mano de obra se obtuvo del Laudo Arbitral año 2008 y rendimientos del Manual del Constructor.
- Los precios correspondientes a materiales y equipos son cotizados para noviembre 2009.
- El costo indirecto es el 37% del costo directo.
- El IVA es el 13% de la suma del costo directo mas el costo indirecto de la actividad correspondiente.
- El costo unitario es la suma del costo directo mas el costo indirecto e IVA.
- El total de la partida se obtuvo al multiplicar la cantidad de obra por el costo unitario.

RESUMEN DE COSTOS UNITARIOS PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO N°1

PRESENTADO POR: Trabajo de Graduación "Diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento

Para La Ciudad de San José Guayabal"

PARA: Alcaldía Municipal de San José Guayabal

FECHA: Septiembre de 2009

No.	DESCRIPCION PARTIDA	CANT.	UNI DAD	COSTO DIRECTO			TOTAL COSTO DIRECTO	COSTO INDIRECTO 37%	I.V.A. 13%	TOTAL COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO DE PARTIDA \$
				MATERIAL	M.O	OTROS						
1	COMPRA DEL TERRENO		SG									\$ 4.103,00
2	INSTALACIONES PROVISIONALES											\$ 1.857,72
2.1	INSTALACIONES PROVISIONALES	1	SG				1200,00	444,00	213,72	1857,72	1857,72	
3	TERRACERIA GENERAL											\$ 34.186,03
3.1	TALA Y REMOCIÓN DE ÁRBOLES	820,60	m2	0,32	0,10	0,15	0,57	0,21	0,10	0,88	724,11	
3.2	CORTE CON MAQUINARIA, MATERIAL DURO	2479,12	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	14161,95	
3.3	DESALOJO	2479,12	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	19299,97	
4	TUBERIA DE ENTRADA A LA PLANTA											\$ 13.729,39
4.1	TRAZO Y NIVELACION DE TUBERIA	33	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	28,13	
4.2	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS	9,48	M3	0,00	6,67	0,00	6,67	2,47	1,19	10,32	97,84	
4.3	COMPACTACION MANUAL DE ZANJAS	1,36	M3	0,00	8,57	0,00	8,57	3,17	1,53	13,27	18,05	
4.4	COMPACTACION CON BAILARINA DE ZANJAS	7,68	M3	4,88	2,50	45,00	52,38	19,38	9,33	81,08	622,71	

4.5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE 8" PVC	13,94	ML	569,38	4,49	0,00	573,86	212,33	102,21	888,40	12384,30	
4.6	CAJA DE VALVULA DE 1.1x1.1X0.8 m (incluye válvula mariposa de 8")	1	SG	292,32	75,71	0,34	368,37	136,30	65,61	570,27	570,27	
4.7	DESALOJO	1,04	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	8,10	
5	<i>SISTEMA DE REJAS, DESARENADOR Y MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL</i>										\$	4.536,08
5.1	TRAZO Y NIVELACIÓN	33	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	28,13	
5.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	16,29	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	93,06	
5.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	5,595	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	259,14	
5.4	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	70,88	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	1312,28	
5.5	SOLERA (S2), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	8	ML	8,81	14,83	0,18	23,82	8,81	4,24	36,87	295,00	
5.6	LOSA DE FUNDACION e=10cm EST. N°2 @10cm 1:2:2	5,98	M2	38,05	6,06	0,40	44,51	16,47	7,93	68,91	412,07	
5.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	1,24	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	29,25	
5.8	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	11,13	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	278,38	
5.9	NERVIOS (N1) 4 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	6,6	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	122,19	
5.10	NERVIOS (N2) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	2	ML	54,85	5,55	0,04	60,45	22,37	10,77	93,58	187,17	
5.11	NERVIOS (N3) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	2	ML	54,65	5,42	0,05	60,11	22,24	10,71	93,06	186,12	

5.12	NERVIOS (N4) 9 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1	ML	24,62	6,07	0,05	30,74	11,37	5,47	47,59	47,59	
5.13	NERVIOS (N5) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	2	ML	42,40	5,55	0,05	48,01	17,76	8,55	74,32	148,63	
5.14	NERVIOS (N6) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1,8	ML	39,58	5,26	0,05	44,89	16,61	7,99	69,49	125,08	
5.15	NERVIOS (N7) 9 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1	ML	43,75	6,15	0,07	49,97	18,49	8,90	77,36	77,36	
5.16	NERVIOS (N8) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	4,64	ML	27,85	5,48	0,05	33,38	12,35	5,95	51,68	239,81	
5.17	NERVIOS (N9) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	2,22	ML	21,87	5,48	0,05	27,41	10,14	4,88	42,43	94,20	
5.18	COMPUERTAS METÁLICAS	2	SG	2,49	8,38	0,00	10,87	4,02	1,94	16,83	33,66	
5.19	CAMARA DE REJAS	1	SG	21,42	8,23	0,00	29,65	10,97	5,28	45,91	45,91	
5.20	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	24,74	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	208,31	
5.21	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	5,98	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	47,30	
5.22	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	12,37	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	94,52	
5.23	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	5,98	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	44,12	
5.24	DESALOJO	16,29	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	126,82	
6	SEDIMENTADOR PRIMARIO											\$ 15.586,87
6.1	TRAZO Y NIVELACIÓN	45	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	38,36	

6.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	116,38	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	664,82
6.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	7,564	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	350,34
6.4	ZAPATA (Z1) N°3 @ 10cm, concreto 1:2:2	4	SG	72,90	16,26	0,15	89,31	33,05	15,91	138,26	553,05
6.5	LOSA DE FUNDACION e=15cm EST. N°3 @ 20cm 1:2:2	66,85	M2	14,31	5,29	0,18	19,78	7,32	3,52	30,61	2046,58
6.6	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	2,68	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	63,21
6.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	24,12	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	603,28
6.8	COLUMNA (C1), 6N°3, EST N°2 @15cm	7,1	ML	57,11	10,95	0,10	68,15	25,22	12,14	105,50	749,06
6.9	NERVIOS (N1) 4 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	9,4	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	174,03
6.10	VIGA (V1), 4N°3, EST N°2 @ 15 cm	13,2	ML	47,06	16,07	0,51	63,65	23,55	11,34	98,54	1300,70
6.11	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	44,51	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	824,06
6.12	INSTALACION DE TUBERIA DE 6", PVC (incluye accesorios)	1	SG	322,15	2,12	0,00	324,27	119,98	57,75	502,00	502,00
6.13	CINCHO METÁLICO	13,5	ML	6,08	2,41	0,00	8,48	3,14	1,51	13,13	177,31
6.14	PASARELA METÁLICA	1	SG	3635,24	35,66	0,00	3670,91	1358,24	653,79	5682,93	5682,93
6.15	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	53,6	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	451,30
6.16	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	28,19	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	222,95
6.17	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	26,8	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	204,79

6.18	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	28,19	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	207,99	
6.19	DESALOJO	98,92	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	770,09	
7	<i>FILTRO PERCOLADOR</i>											\$ 92.858,61
7.1	TRAZO Y NIVELACION	158,76	M2	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	135,34	
7.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	341,96	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	1953,44	
7.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	158,76	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	7353,31	
7.4	SOLERA DE FUNDACION (S3), N°3@15cm + N°4@20cm, concreto 1:2:2	43,40	ML	84,41	22,04	2,43	108,88	40,28	19,39	168,55	7315,05	
7.5	LOSA DE FUNDACION, e=12.5cm, N°3 @ 15cm	125,44	M2	19,15	7,04	0,51	26,70	9,88	4,76	41,33	5185,01	
7.6	PARED DE BLOQUE DE 20X20X40 cm, N°3 @ 20cm, N°2 @ 40cm, MORTERO 1:6	120,96	M2	14,49	10,40	0,00	24,88	9,21	4,43	38,52	4659,40	
7.7	SOLERA (S4), 2 N°3 + N°2@10cm, concreto 1:2:2	131,00	ML	6,86	4,65	0,15	11,66	4,31	2,08	18,04	2363,87	
7.8	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	276,08	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	2324,54	
7.9	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	134,40	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	1062,96	
7.10	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	138,04	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	1054,82	
7.11	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	125,44	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	925,53	

7.12	COLUMNA (C2), 4N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	29,00	ML	9,52	10,20	0,36	20,07	7,43	3,58	31,08	901,24	
7.13	VERTEDERO (V2), 8N°3 + N°2 @ 10cm, concreto 1:2:2	56	ML	14,10	10,54	0,24	24,88	9,21	4,43	38,52	2157,23	
7.14	INSTALACION DE TUBERIA DE 3", HoGo (incluye accesorios)	1	SG	588,20	1,86	0,00	590,05	218,32	105,09	913,46	913,46	
7.15	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE PIEDRA VOLCÁNICA	302,4	M3	104,81	5,57	1,30	111,68	41,32	19,89	172,90	52283,46	
7.16	DESALOJO	291,58	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	2269,95	
8	<i>SEDIMENTADOR SECUNDARIO</i>											\$ 15.212,50
8.1	TRAZO Y NIVELACIÓN	71,57	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	61,01	
8.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	136,32	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	778,73	
8.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	9,248	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	428,34	
8.4	ZAPATA (Z1) N°3 @ 10cm, concreto 1:2:2	4	SG	72,90	16,26	0,15	89,31	33,05	15,91	138,26	553,05	
8.5	LOSA DE FUNDACION e=15cm EST. N°3 @ 20cm 1:2:2	52,31	M2	14,31	5,29	0,18	19,78	7,32	3,52	30,61	1601,44	
8.6	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	2	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	47,17	
8.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	18	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	450,21	
8.8	COLUMNA (C1), 6N°3, EST N°2 @15cm	6,2	ML	57,11	10,95	0,10	68,15	25,22	12,14	105,50	654,11	
8.9	NERVIOS (N1) 4 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	7	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	129,60	

8.10	VIGA (V1), 4N°3, EST N°2 @ 15 cm	13,2	ML	47,06	16,07	0,51	63,65	23,55	11,34	98,54	1300,70	
8.11	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	48,44	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	896,82	
8.12	INSTALACION DE TUBERIA DE 6", PVC (incluye accesorios)	1	SG	322,15	2,12	0,00	324,27	119,98	57,75	502,00	502,00	
8.13	CINCHO METÁLICO	15,97	ML	6,08	2,41	0,00	8,48	3,14	1,51	13,13	209,75	
8.14	PASARELA METÁLICA	1	SG	3635,24	35,66	0,00	3670,91	1358,24	653,79	5682,93	5682,93	
8.15	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	40	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	336,79	
8.16	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	34,34	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	271,59	
8.17	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	20	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	152,83	
8.18	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	34,34	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	253,37	
8.19	DESALOJO	115,87	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	902,05	
9	<i>DIGESTOR DE LODOS</i>											\$ 11.932,02
9.1	TRAZO Y NIVELACION	38,49	M2	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	32,81	
9.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	95,07	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	543,09	
9.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	38,49	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	1782,75	
9.4	SOLERA DE FUNDACION (S5), 8 N°3 + N°2@15cm, concreto 1:2:2	18,85	ML	24,79	15,70	0,70	41,19	15,24	7,34	63,77	1201,99	
9.5	LOSA DE FUNDACION, e=10cm, N°3 @ 20cm	28,65	M2	15,46	6,30	0,40	22,17	8,20	3,95	34,32	983,39	

9.6	PARED CURVA DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE TRINCHERA (1er Block), mortero 1:4	1,89	M2	15,81	18,72	0,00	34,53	12,78	6,15	53,46	101,04
9.7	PARED CURVA DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE TRINCHERA (2do Block), mortero 1:4	41,47	M2	15,81	21,48	0,00	37,29	13,80	6,64	57,73	2394,24
9.8	SOLERA (S2), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	37,70	ML	8,81	14,83	0,18	23,82	8,81	4,24	36,87	1390,19
9.9	NERVIO (N12), 6 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	18,40	ML	11,03	17,25	0,22	28,49	10,54	5,07	44,11	811,65
9.10	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	91,04	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	766,54
9.11	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	34,63	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	273,89
9.12	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	45,52	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	347,84
9.13	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	28,65	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	211,39
9.14	INSTALACION DE TUBERIA DE 6", PVC (incluye accesorios)	1	SG	351,55	2,12	0,00	353,67	130,86	62,99	547,51	547,51
9.15	DESALOJO	69,84	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	543,70

10	PATIO DE SECADO DE LODOS											\$ 16.577,08
10.1	TRAZO Y NIVELACION	74,88	M2	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	63,83	
10.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	108,8	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	621,52	
10.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	74,88	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	3468,23	
10.4	SOLERA DE FUNDACION (S7), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	35,40	ML	12,96	14,63	0,25	27,84	10,30	4,96	43,10	1525,91	
10.5	LOSA DE FUNDACION, e=10cm, N°3 @ 20cm	68,40	M2	15,46	6,30	0,40	22,17	8,20	3,95	34,32	2347,78	
10.6	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	3,54	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	83,50	
10.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	53,1	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	1328,11	
10.8	SOLERA (S6), 2 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	35,40	ML	4,51	4,51	0,06	9,08	3,36	1,62	14,06	497,78	
10.9	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	35,40	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	655,40	
10.10	NERVIO (N1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	21,00	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	388,80	
10.11	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	123,90	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	1043,21	
10.12	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	73,71	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	582,97	
10.13	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	60,90	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	465,36	

10.14	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	68,40	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	504,67	
10.15	RELLENO DE MATERIAL SELECCIONADO PARA PATIO DE SECADO DE LODOS	1,00	SG	1099,76	242,59	60,74	1403,08	519,14	249,89	2172,11	2172,11	
10.16	INSTALACION DE TUBERIA DE 3", PVC (incluye accesorios)	1,00	SG	71,68	2,12	0,00	73,80	27,31	13,14	114,25	114,25	
10.17	DESALOJO	91,67	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	713,65	
11	<i>TUBERIA DE CONEXIÓN</i>											\$ 3.961,09
11.1	TRAZO Y NIVELACION DE TUBERIA	32	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	27,28	
11.2	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS	24,45	M3	0,00	6,67	0,00	6,67	2,47	1,19	10,32	252,34	
11.3	COMPACTACION MANUAL DE ZANJAS	3,65	M3	0,00	8,57	0,00	8,57	3,17	1,53	13,27	48,43	
11.4	COMPACTACION CON BAILARINA DE ZANJAS	20,67	M3	4,88	2,50	45,00	52,38	19,38	9,33	81,08	1675,96	
11.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO 6", PVC	1	SG	667,55	13,72	0,00	681,27	252,07	121,33	1054,67	1054,67	
11.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO HOGO 3"	1	SG	67,53	6,80	0,00	74,32	27,50	13,24	115,06	115,06	
11.7	CAJAS PARA VÁLVULAS DE 0.8x1.1x1.1m	1	SG	292,39	75,71	0,34	368,43	136,32	65,62	570,37	570,37	
11.8	VALVULA MARIPOSA DE 6"	1	SG	139,50	0,00	0,00	139,50	51,62	24,84	215,96	215,96	
11.9	DESALOJO	0,13	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	1,01	
12	<i>TUBERIA DE DESCARGA</i>											\$ 7.858,56
12.1	TRAZO Y NIVELACION DE TUBERIA	75	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	63,94	
12.2	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS	77,18	M3	0,00	6,67	0,00	6,67	2,47	1,19	10,32	796,55	
12.3	COMPACTACION MANUAL DE ZANJAS	11,53	M3	0,00	8,57	0,00	8,57	3,17	1,53	13,27	153,00	

12.4	COMPACTACION CON BAILARINA DE ZANJAS	65,65	M3	4,88	2,50	45,00	52,38	19,38	9,33	81,08	5323,02	
12.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO 3", PVC	1	SG	410,80	31,39	0,00	442,19	163,61	78,75	684,56	684,56	
12.6	CAJAS DE 0.8 x 1.1 x 1.1m PARA VÁLCULAS DE 3"	1	SG	463,39	75,71	0,34	539,43	199,59	96,07	835,10	835,10	
12.7	DESALOJO	0,31	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	2,41	
13	<i>CERCA PERIMETRAL</i>											\$ 11.864,15
13.1	CERCA PERIMETRAL	137,83	ML	54,68	0,92	0,00	55,60	20,57	9,90	86,08	11864,15	
COSTO TOTAL											\$ 203.808,89	
IVA											\$ 30.454,20	
VALOR DE LA OFERTA											\$ 234.263,09	

RESUMEN DE COSTOS UNITARIOS PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO N°2

PRESENTADO POR: Trabajo de Graduación "Diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento

Para La Ciudad de San José Guayabal"

PARA: Alcaldía Municipal de San José Guayabal

FECHA: Septiembre de 2009

No.	DESCRIPCION PARTIDA	CANT.	UNI DAD	COSTO DIRECTO			TOTAL COSTO DIRECTO	COSTO INDIRECTO 37%	I.V.A. 13%	TOTAL COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO DE PARTIDA \$
				MATERIAL	M.O	OTROS						
1	COMPRA DEL TERRENO		SG									\$ 44.793,00
2	INSTALACIONES PROVISIONALES											\$ 1.857,72
2.1	INSTALACIONES PROVISIONALES	1	SG				1200,00	444,00	213,72	1857,72	1857,72	
3	TERRACERIA GENERAL											\$ 120.572,51
3.1	TALA Y REMOCIÓN DE ÁRBOLES	1493,10	m2	0,32	0,10	0,15	0,57	0,21	0,10	0,88	1317,54	
3.2	CORTE CON MAQUINARIA, MATERIAL DURO	8835,34	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	50471,78	
3.3	DESALOJO	8835,34	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	68783,19	
4	TUBERIA DE ENTRADA A LA PLANTA											\$ 152.687,75
4.1	TRAZO Y NIVELACION DE TUBERIA	461,7	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	393,59	
4.2	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS	254,32	M3	0,00	6,67	0,00	6,67	2,47	1,19	10,32	2624,75	
4.3	COMPACTACION MANUAL DE ZANJAS	37,45	M3	0,00	8,57	0,00	8,57	3,17	1,53	13,27	496,94	
4.4	COMPACTACION CON BAILARINA DE ZANJAS	212,22	M3	4,88	2,50	45,00	52,38	19,38	9,33	81,08	17207,17	

4.5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE 8" PVC	147,86	ML	569,38	4,49	0,00	573,86	212,33	102,21	888,40	131358,83	
4.6	CAJA DE VALVULA DE 1.1x1.1X0.8 m (incluye válvula mariposa de 8")	1	SG	292,32	75,71	0,34	368,37	136,30	65,61	570,27	570,27	
4.7	POZOS SIN REFUERZO	1	SG	484,50	240,86	0,14						
4.7	DESALOJO	4,65	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	36,20	
5	<i>SISTEMA DE REJAS, DESARENADOR Y MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL</i>											\$ 3.260,17
5.1	TRAZO Y NIVELACIÓN	34	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	28,98	
5.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	10,51	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	60,04	
5.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	3,74	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	173,41	
5.4	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	52,56	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	973,10	
5.5	SOLERA (S2), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	5	ML	8,81	14,83	0,18	23,82	8,81	4,24	36,87	184,37	
5.6	LOSA DE FUNDACION e=10cm EST. N°2 @10cm 1:2:2	3,79	M2	38,05	6,06	0,40	44,51	16,47	7,93	68,91	261,16	
5.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	0,99	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	23,35	
5.8	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	8,86	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	221,60	
5.9	NERVIOS (N1) 4 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	5,4	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	99,98	
5.10	NERVIOS (N3) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1,6	ML	54,65	5,42	0,05	60,11	22,24	10,71	93,06	148,89	

5.11	NERVIOS (N4) 9 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	0,8	ML	24,62	6,07	0,05	30,74	11,37	5,47	47,59	38,07
5.12	NERVIOS (N6) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1,5	ML	39,58	5,26	0,05	44,89	16,61	7,99	69,49	104,24
5.13	NERVIOS (N8) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	3,42	ML	27,85	5,48	0,05	33,38	12,35	5,95	51,68	176,75
5.14	NERVIOS (N9) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1,82	ML	21,87	5,48	0,05	27,41	10,14	4,88	42,43	77,22
5.15	NERVIOS (N10) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1,6	ML	54,63	5,44	0,05	60,12	22,25	10,71	93,08	148,92
5.16	NERVIOS (N11) 6 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	1,6	ML	54,78	5,38	0,05	60,21	22,28	10,72	93,21	149,13
5.17	COMPUERTAS METÁLICAS	2	SG	2,49	8,38	0,00	10,87	4,02	1,94	16,83	33,66
5.18	CAMARA DE REJAS	1	SG	21,42	8,23	0,00	29,65	10,97	5,28	45,91	45,91
5.19	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	19,7	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	165,87
5.20	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	3,79	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	29,97
5.21	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	9,85	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	75,27
5.22	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	3,79	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	27,96
5.23	DESALOJO	1,58	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	12,30

6	SEDIMENTADOR PRIMARIO												\$ 12.725,12
6.1	TRAZO Y NIVELACIÓN	76,57	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	65,27		
6.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	47,14	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	269,29		
6.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	5,1	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	236,22		
6.4	ZAPATA (Z1) N°3 @ 10cm, concreto 1:2:2	4	SG	72,90	16,26	0,15	89,31	33,05	15,91	138,26	553,05		
6.5	LOSA DE FUNDACION e=15cm EST. N°3 @ 20cm 1:2:2	40	M2	14,31	5,29	0,18	19,78	7,32	3,52	30,61	1224,58		
6.6	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	1,37	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	32,31		
6.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	12,32	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	308,14		
6.8	COLUMNA (C1), 6N°3, EST N°2 @15cm	11,6	ML	57,11	10,95	0,10	68,15	25,22	12,14	105,50	1223,82		
6.9	NERVIOS (N1) 4 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	7,4	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	137,00		
6.10	VIGA (V1), 4N°3, EST N°2 @ 15 cm	9,2	ML	47,06	16,07	0,51	63,65	23,55	11,34	98,54	906,55		
6.11	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	32,48	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	601,34		
6.12	INSTALACION DE TUBERIA DE 6", PVC (incluye accesorios)	1	SG	322,15	2,12	0,00	324,27	119,98	57,75	502,00	502,00		
6.13	CINCHO METÁLICO	9,13	ML	6,08	2,41	0,00	8,48	3,14	1,51	13,13	119,91		
6.14	PASARELA METÁLICA	1	SG	3635,24	35,66	0,00	3670,91	1358,24	653,79	5682,93	5682,93		
6.15	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	27,2	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	228,85		
6.16	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	14,25	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	112,70		

6.17	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	13,69	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	104,61	
6.18	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	14,25	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	105,14	
6.19	DESALOJO	40	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	311,40	
7	<i>FILTRO PERCOLADOR</i>											\$ 67.279,91
7.1	TRAZO Y NIVELACION	129,96	M2	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	110,79	
7.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	161,99	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	925,37	
7.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	129,96	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	6019,38	
7.4	SOLERA DE FUNDACION (S3), N°3@15cm + N°4@20cm, concreto 1:2:2	39,20	ML	84,41	22,04	2,43	108,88	40,28	19,39	168,55	6607,14	
7.5	LOSA DE FUNDACION, e=12.5cm, N°3 @ 15cm	100	M2	19,15	7,04	0,51	26,70	9,88	4,76	41,33	4133,46	
7.6	PARED DE BLOQUE DE 20X20X40 cm, N°3 @ 20cm, N°2 @ 40cm, MORTERO 1:6	92	M2	14,49	10,40	0,00	24,88	9,21	4,43	38,52	3543,85	
7.7	SOLERA (S4), 2 N°3 + N°2@10cm, concreto 1:2:2	200,00	ML	6,86	4,65	0,15	11,66	4,31	2,08	18,04	3608,96	
7.8	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	325,68	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	2742,16	
7.9	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	108,16	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	855,43	
7.10	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	230,00	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	1757,53	

7.11	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	100,00	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	737,82	
7.12	COLUMNA (C2), 4N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	34,50	ML	9,52	10,20	0,36	20,07	7,43	3,58	31,08	1072,16	
7.13	VERTEDERO (V2), 8N°3 + N°2 @ 10cm, concreto 1:2:2	50	ML	14,10	10,54	0,24	24,88	9,21	4,43	38,52	1926,10	
7.14	INSTALACION DE TUBERIA DE 3", HoGo (incluye accesorios)	1	SG	588,20	1,86	0,00	590,05	218,32	105,09	913,46	913,46	
7.15	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE PIEDRA VOLCÁNICA	180	M3	104,81	5,57	1,30	111,68	41,32	19,89	172,90	31121,11	
7.16	DESALOJO	154,81	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	1205,20	
8	<i>SEDIMENTADOR SECUNDARIO</i>											\$ 12.286,74
8.1	TRAZO Y NIVELACIÓN	70,7	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	60,27	
8.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	52,54	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	300,13	
8.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	5,886	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	272,62	
8.4	ZAPATA (Z1) N°3 @ 10cm, concreto 1:2:2	4	SG	72,90	16,26	0,15	89,31	33,05	15,91	138,26	553,05	
8.5	LOSA DE FUNDACION e=15cm EST. N°3 @ 20cm 1:2:2	32,77	M2	14,31	5,29	0,18	19,78	7,32	3,52	30,61	1003,24	
8.6	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	1,15	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	27,13	
8.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	10,32	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	258,12	
8.8	COLUMNA (C1), 6N°3, EST N°2 @15cm	8,6	ML	57,11	10,95	0,10	68,15	25,22	12,14	105,50	907,32	

8.9	NERVIOS (N1) 4 N°3, EST 2 @15 cm, concreto 1:2:2	6,2	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	114,79	
8.10	VIGA (V1), 4N°3, EST N°2 @ 15 cm	9,2	ML	47,06	16,07	0,51	63,65	23,55	11,34	98,54	906,55	
8.11	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	35,33	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	654,10	
8.12	INSTALACION DE TUBERIA DE 6", PVC (incluye accesorios)	1	SG	322,15	2,12	0,00	324,27	119,98	57,75	502,00	502,00	
8.13	CINCHO METÁLICO	10,48	ML	6,08	2,41	0,00	8,48	3,14	1,51	13,13	137,65	
8.14	PASARELA METÁLICA	1	SG	3635,24	35,66	0,00	3670,91	1358,24	653,79	5682,93	5682,93	
8.15	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	22,9	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	193,15	
8.16	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	18,21	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	144,02	
8.17	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	11,47	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	87,65	
8.18	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	18,21	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	134,36	
8.19	DESALOJO	44,66	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	347,68	
9	<i>DIGESTOR DE LODOS</i>											\$ 9.377,98
9.1	TRAZO Y NIVELACION	34,21	M2	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	29,16	
9.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	57,13	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	326,35	
9.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	34,21	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	1584,51	
9.4	SOLERA DE FUNDACION (S5), 8 N°3 + N°2@15cm, concreto 1:2:2	20,73	ML	24,79	15,70	0,70	41,19	15,24	7,34	63,77	1321,87	

9.5	LOSA DE FUNDACION, e=10cm, N°3 @ 20cm	24,63	M2	15,46	6,30	0,40	22,17	8,20	3,95	34,32	845,41
9.6	PARED CURVA DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE TRINCHERA (1er Block), mortero 1:4	1,76	M2	15,81	18,72	0,00	34,53	12,78	6,15	53,46	94,09
9.7	PARED CURVA DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE TRINCHERA (2do Block), mortero 1:4	20,23	M2	15,81	21,48	0,00	37,29	13,80	6,64	57,73	1167,97
9.8	SOLERA (S2), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	41,46	ML	8,81	14,83	0,18	23,82	8,81	4,24	36,87	1528,84
9.9	NERVIO (N12), 6 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	11,20	ML	11,03	17,25	0,22	28,49	10,54	5,07	44,11	494,05
9.10	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	51,90	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	436,99
9.11	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	30,19	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	238,77
9.12	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	24,63	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	188,21
9.13	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	24,63	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	181,73
9.14	INSTALACION DE TUBERIA DE 6", PVC (incluye accesorios)	1,00	SG	351,55	2,12	0,00	353,67	130,86	62,99	547,51	547,51
9.15	DESALOJO	50,42	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	392,52

10	PATIO DE SECADO DE LODOS												\$ 11.283,74
10.1	TRAZO Y NIVELACION	37,4	M2	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	31,88		
10.2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	128,01	M3	0,65	0,00	3,04	3,69	1,37	0,66	5,71	731,26		
10.3	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20 (incluye material selecto)	37,4	M2	8,92	12,00	9,00	29,92	11,07	5,33	46,32	1732,26		
10.4	SOLERA DE FUNDACION (S7), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	24,80	ML	12,96	14,63	0,25	27,84	10,30	4,96	43,10	1069,00		
10.5	LOSA DE FUNDACION, e=10cm, N°3 @ 20cm	32,40	M2	15,46	6,30	0,40	22,17	8,20	3,95	34,32	1112,11		
10.6	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (1er Block), mortero 1:4	2,48	M2	7,98	7,26	0,00	15,24	5,64	2,71	23,59	58,50		
10.7	PARED DE LADRILLO DE BARRO, PUESTO DE LAZO (2do Block), mortero 1:4	37,2	M2	7,98	8,18	0,00	16,16	5,98	2,88	25,01	930,42		
10.8	SOLERA (S6), 2 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	24,80	ML	4,51	4,51	0,06	9,08	3,36	1,62	14,06	348,72		
10.9	SOLERA (S1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	24,80	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	459,15		
10.10	NERVIO (N1), 4 N°3 + N°2 @ 15cm, concreto 1:2:2	17,50	ML	6,23	5,64	0,09	11,96	4,42	2,13	18,51	324,00		
10.11	REPELLO DE SUPERFICIES VERTICALES, e=0.02m, mortero 1:4	86,80	M2	2,15	3,29	0,00	5,44	2,01	0,97	8,42	730,84		
10.12	REPELLO DE SUPERFICIES HORIZONTALES CARA SUPERIOR, e=0.02m, mortero 1:4	36,12	M2	2,15	2,96	0,00	5,11	1,89	0,91	7,91	285,67		
10.13	AFINADO DE SUPERFICIES VERTICALES, mortero 1:1	42,35	M2	2,22	2,72	0,00	4,94	1,83	0,88	7,64	323,61		

10.14	AFINADO DE SUPERFICIES HORIZONTALES, CARA SUPERIOR, mortero 1:1	32,40	M2	2,22	2,55	0,00	4,77	1,76	0,85	7,38	239,06	
10.15	RELLENO DE MATERIAL SELECCIONADO PARA PATIO DE SECADO DE LODOS	1,00	SG	962,23	158,93	60,74	1181,89	437,30	210,49	1829,69	1829,69	
10.16	INSTALACION DE TUBERIA DE 3", PVC (incluye accesorios)	1,00	SG	53,76	1,59	0,00	55,35	20,48	9,86	85,69	85,69	
10.17	DESALOJO	127,41	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	991,89	
11	<i>TUBERIA DE CONEXIÓN</i>											\$ 3.669,88
11.1	TRAZO Y NIVELACION DE TUBERIA	65,62	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	55,94	
11.2	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS	23,73	M3	0,00	6,67	0,00	6,67	2,47	1,19	10,32	244,91	
11.3	COMPACTACION MANUAL DE ZANJAS	3,52	M3	0,00	8,57	0,00	8,57	3,17	1,53	13,27	46,71	
11.4	COMPACTACION CON BAILARINA DE ZANJAS	20,21	M3	4,88	2,50	45,00	52,38	19,38	9,33	81,08	1638,66	
11.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO 6", PVC	1	SG	510,75	12,50	0,00	523,25	193,60	93,19	810,04	810,04	
11.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO HOGO 3"	1	SG	48,50	6,53	0,00	55,03	20,36	9,80	85,18	85,18	
11.7	CAJAS PARA VÁLVULAS DE 0.8x1.1x1.1m	1	SG	292,39	75,71	0,34	368,43	136,32	65,62	570,37	570,37	
11.8	VALVULA MARIPOSA DE 6"	1	SG	139,50	0,00	0,00	139,50	51,62	24,84	215,96	215,96	
11.9	DESALOJO	0,27	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	2,10	
12	<i>TUBERIA DE DESCARGA</i>											\$ 7.594,65
12.1	TRAZO Y NIVELACION DE TUBERIA	147	ML	0,00	0,30	0,25	0,55	0,20	0,10	0,85	125,32	
12.2	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS	61	M3	0,00	6,67	0,00	6,67	2,47	1,19	10,32	629,56	
12.3	COMPACTACION MANUAL DE ZANJAS	9,06	M3	0,00	8,57	0,00	8,57	3,17	1,53	13,27	120,22	

12.4	COMPACTACION CON BAILARINA DE ZANJAS	51,94	M3	4,88	2,50	45,00	52,38	19,38	9,33	81,08	4211,39	
12.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO 3", PVC	1	SG	500,00	38,27	0,00	538,27	199,16	95,87	833,30	833,30	
12.6	CAJAS DE 0.8 x 1.1 x 1.1m PARA VÁLCULAS DE 3"	2	SG	463,39	75,71	0,34	539,43	199,59	96,07	835,10	1670,19	
12.7	DESALOJO	0,6	M3	0,41	3,32	1,30	5,03	1,86	0,90	7,79	4,67	
13	CERCA PERIMETRAL											\$ 11.422,56
13.1	CERCA PERIMETRAL	132,7	ML	54,68	0,92	0,00	55,60	20,57	9,90	86,08	11422,56	
COSTO TOTAL												\$ 399.166,22
IVA												\$ 59.645,53
VALOR DE LA OFERTA												\$ 458.811,74

El costo total obtenido para la alternativa N°1, la cual incluye el diseño de dos plantas de tratamiento de aguas residuales para la Ciudad de San José Guayabal es:

TABLA 8.9 Costo total de la Alternativa N°1 para las Plantas de Tratamiento

<i>PLANTAS</i>	<i>COSTO TOTAL</i>	<i>IVA</i>	<i>VALOR DE OFERTA</i>
PLANTA DE TRATAMIENTO N°1	\$ 203.808,89	\$ 30.454,20	\$ 234.263,09
PLANTA DE TRATAMIENTO N°2	\$ 399.166,22	\$ 59.645,53	\$ 458.811,74
TOTAL DE VALOR DE OFERTA			\$ 693.074,84

CAPITULO IX

MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE
LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES

9.1 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.

9.2 Operación y mantenimiento del sistema preliminar

Cámara de 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 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. La remoción del material atrapado en la rejilla constituye una función clave para mantener el caudal interrumpido.
- 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.



FIG 9.1 Limpieza de rejillas

- Se debe pintar las rejas cada 6 meses con pintura anticorrosiva.
- El material retenido en las rejas 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 y posteriormente sean enterrados siempre para evitar malos olores y la atracción de vectores como insectos. El material debe ser recubierto con una capa de tierra de 0.1 a 0.3m de espesor. Además se aconseja excavar un lugar para enterrar dicho material poco a poco, cubriéndolo diariamente con cal o tierra.

- Lavar las rejillas y paredes con agua a presión.

Mantenimiento anual:

- Revisar las rejillas si presentan corrosión para proceder a lijarlas y pintarlas. También se debe revisar las paredes y el fondo para reparar dichas estructuras.

FIG 9.1 Canal de rejillas con obstrucción



Desarenador.

Operación

El agua residual que pasa por sistema de rejillas llega a las cámaras desarenadores donde las cantidades de sólidos inorgánicos se sedimentan.

Mantenimiento diario:

- Estos deberán limpiarse por la mañana. En periodos de invierno se sugiere que se revise el canal después de un aguacero. En casos cuando el agua sea muy turbia deberá realizarse una limpieza con mayor frecuencia.

- Podrá aislarse uno de los desarenadores con el fin de realizar su respectiva limpieza dejando la otra cámara en funcionamiento.
- Con palas, cubetas, baldes, tablas y carretilla, remover los sedimentos de la cámara, y llevándolos fuera del lugar.
- La limpieza se efectuará en forma manual y el material extraído será transportado por carretillas hacia los patios de secado.



FIG 9.3 Limpieza de desarenador

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

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.

Medición de caudales.

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, mediante las tablas que se muestran en el Anexo 5.

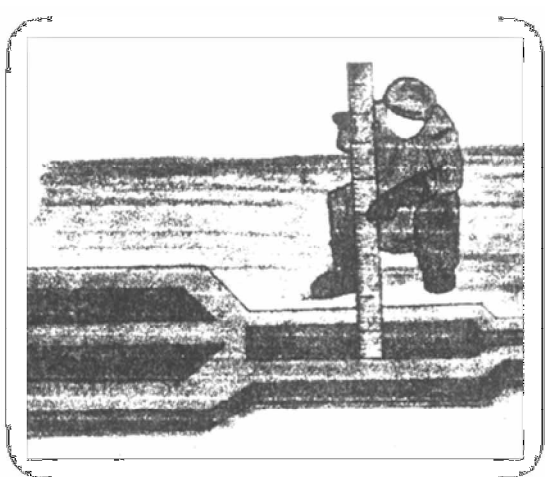


FIG 9.4 Medición del caudal

Mantenimiento diario:

- Se recomienda realizar las mediciones del caudal una vez por la mañana y la otra por la tarde o podrán realizarse las lecturas , a las siguientes horas: 07:00, 09:00, 12:00, 13:00, 15:00, 17:00,18:00 y 20:00
- 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 mensual:

- Deberá revisarse el dispositivo por si presenta algún deterioro.

9.3. Operación y mantenimiento del tratamiento primario

Tanque sedimentador primario

Operación

Permite eliminar el material flotante que contiene el agua residual, permitiendo reducir el contenido de sólidos sedimentables y en suspensión.



FIG 9.5 Sedimentador Primario

- Las descargas de lodos del sedimentador primario hacia el digester de lodos se harán según lo establecido en el diseño hidráulico.

Mantenimiento diario:

- Por medio de un colador de malla de alambre galvanizado, retirar las natas, espumas y sólidos flotantes que se acumulan en la superficie (como se muestra en la figura 9.5) y luego deberán trasladarse a los patios de secado para su escurrimiento.
- Revisar las tuberías o canales de entrada para verificar que no haya obstrucciones. De existir alguna obstrucción, limpiar con agua y retirar los sólidos.



FIG 9.6 Remoción de natas

- Limpiar el canal perimetral con una escoba plástica. Así esta área se encontrará libre de sedimentos y que se vuelva resbalosa.
- Verificar la altura de lodos sedimentados introduciendo una varilla de acero forrada de una tela blanca (o un palo de madera pintado de color blanco) cuya altura será según la profundidad del tanque diseñado.

Mantenimiento semanal:

- Limpiar con agua a presión la caja de inspección, distribuidora y de conexión al digestor y así evitar alguna obstrucción.

Mantenimiento anual:

- Verificar si se encuentran puntos de corrosión y aplicarles pinturas anticorrosiva

- Revisión de las estructuras de concreto, ya que estas pueden dañarse por los gases generados en el proceso.

9.4. Operación y mantenimiento del tratamiento secundario

Filtro percolador

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.



FIG 9.7 Filtro percolador pequeño

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 evitara que se obstruyan, o el flujo no se distribuya de forma uniforme.

- Mantener las paredes mojadas. Esto evitara 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.

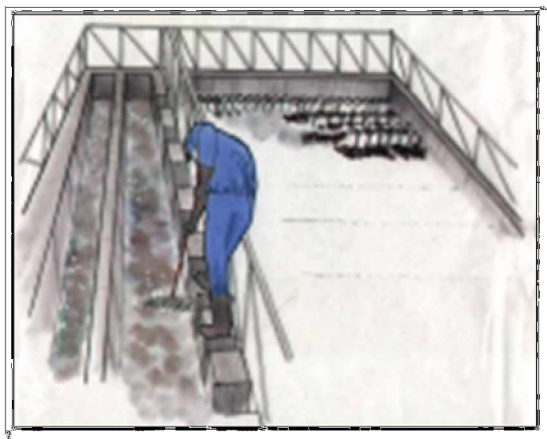


FIG 9.8 Limpieza de canales del filtro percolador

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.

Sedimentador secundario

La operación y mantenimiento será la misma descrita en el sedimentador del tratamiento primario.

9.5. Operación y mantenimiento del tratamiento de lodos

Digestor de lodos

Operación

Dispositivo diseñado para estabilizar los lodos provenientes del sedimentador primario y secundario.

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.

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:

- Limpiar los patios de secado antes de ser vaciado el lodo para evitar que se mezcle el lodo viejo con el fresco.
- Los lodos descargados deben esparcirse sobre los lechos de secado en capas de un espesor de 20 a 25 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.

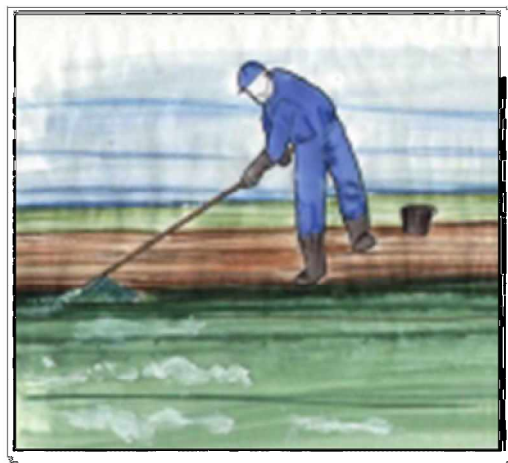


FIG 9.9 Distribución de lodos en capas en los patios de secado

- Aproximadamente una semana después de haber esparcido los lodos en los patios de secado, estos 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 estos 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.
- No retener los lodos en los lechos de secado en tiempos muy prolongados para evitar crecimientos de plantas
- Revisar y limpiar las tuberías de drenado de lecho para evitar que estas sean obstruidas y el lecho de secado se llene y no e sequen los lodos después del tiempo normal.

9.6. Equipo de trabajo y herramientas recomendado para operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales domesticas

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.

A continuación se detalla en la Tabla 8.1 el equipo de protección personal para operadores en plantas de tratamientos.

La Tabla 8.2 nos muestra algunas herramientas útiles para el desarrollo de actividades para el mantenimiento de las plantas de tratamiento.

Tabla 9.1 Equipo de protección personal

EQUIPO	ACTIVIDAD	FIGURA
<p>Protección Para Los Pies:</p> <p>*Botas De Hule</p> <p>*Zapatos De Cuero</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La superficie del canal donde se realiza el tratamiento preliminar. • La superficie de los filtros, cuando se limpian los canales • distribuidores de caudal, y canales de entrada y salida. • Los tanques de sedimentación cuando se remueven • natas y sólidos flotantes. • Al contacto con agua o desechos húmedos. • Para prevenir fracturas en los pies, por el golpe de • objetos o contra objetos, los zapatos deben ser de punta • reforzada, además deben ser de amarrar y de suela de • goma. • Necesarios en toda actividad 	


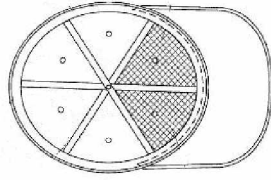

<p>Protección Para Las Manos:</p> <p>*Guantes</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Recoger basuras o desperdicios. • Manipular herramientas. • Hacer uso del equipo de limpieza. • Disposición final de las basuras, natas u otros desperdicios. 	
<p>Protección Contra Los Rayos Solares:</p> <p>*Gorras</p> <p>*Sombreros</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Como medida de protección contra los rayos solares al realizar labores al aire libre. 	
<p>Otros:</p> <p>*Mascarillas Desechables</p> <p>*Uniforme</p> <p>*Lentes</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Siempre que se realice la extracción de lodos de algún elemento, así como también, cuando se inspeccione o se realicen trabajos en tanques cerrados a través de sus compuertas. • Deberá ser de tela resistente, la camisa debe ser manga larga y debe tener el distintivo de la institución en un lugar visible; el pantalón debe tener bolsas grandes, con porta cincho y sin dobleces en el ruedo. 	



FIG 9.10 Equipos y herramientas del personal

Tabla 9.2 Herramientas utilizadas en la limpieza de la planta de tratamiento

HERRAMIENTAS	ACTIVIDAD
Rastrillo metálico	Limpieza de rejillas, recolección de hojas y basura
Vara metálica con gancho un Extremo	Limpieza de rejillas
Manguera con un largo Superior a los 30 m y diámetro Que puede ir desde. A 3/8 de Pulgada de material resistente Que puede ser plástico o con Algún refuerzo metálico	Lavado de paredes de las rejillas, de los desarenadores, las ventanas de aireación; los canales de entrada y salida; el riego de el césped y plantas
Pala metálica Palas con agujeros	Limpieza de desarenadores, la recolección y disposición de lodos en los patios de secado; para el manejo de lodos, natas y basuras
Baldes	Recolección de arenas, lodos, natas y basuras; recolección de agua
Carretilla	Transporte de lodos, arenas, basuras

	y otros desechos; transporte de materiales
Colador	Recolección de natas, lodos y basuras flotantes en tanques
Escoba plástica	Limpieza de locales y aceras, limpieza de canaletas de conducción y distribución en los filtros y tanques
Pala plástica	Recolección de basuras provenientes de locales
Pico	Excavación para el entierro de desechos
Machete	Para evitar la propagación de malezas, o arbustos no deseados
Barra puntiaguda	Recolección de basuras
Botiquín de emergencia	En el caso de registrarse algún incidente menor gravedad

9.7. 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,

9.7.1. 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.

Tabla 9.3 Frecuencia mínima de muestreo y análisis de aguas residuales de tipo ordinario

PARÁMETROS	CAUDAL $m^3/ día$		
	< 50	> 50	> 100
pH, sólidos sedimentales y caudal	mensual	semanal	diario
Grasa y aceites	anual	semestral	trimestral
DBO ₅	trimestral	trimestral	trimestral
Sólidos suspendidos totales	anual	semestral	trimestral
Coliformes fecales	trimestral	trimestral	trimestral

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 mas aireado procurando resultados favorables.

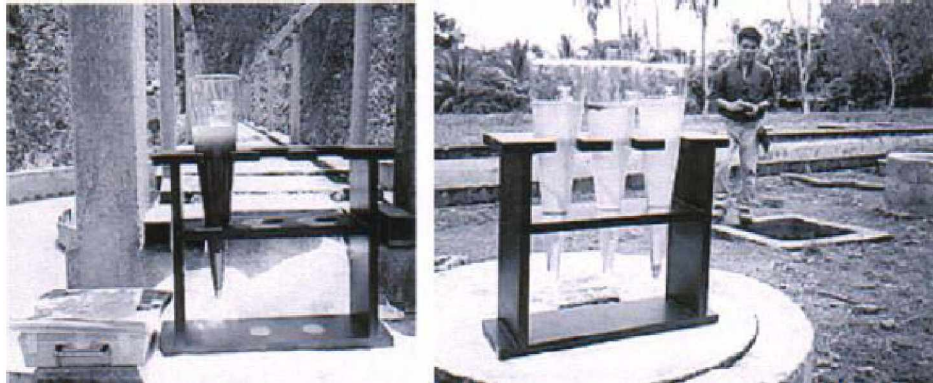
La frecuencia mínima de muestreo y análisis según caudal y componentes característicos, de los efluentes de los sistemas de tratamiento de aguas residuales de tipo ordinario, se realizara según se establece en la tabla 8.3.

9.7.2. Pruebas in Situ

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, se recomienda lo siguiente:

- a) Llenar el cono Imhoff con la muestra a analizar hasta la marca de 1,000 ml.,
- b) Colocar el cono en la gradilla, la cual deberá estar a nivel horizontal,
- c) Dejar 45 minutos para que se asienten los sólidos,
- d) Empujar hasta el fondo los sólidos adheridos a las paredes del cono y esperar 15 minutos más,
- e) Anotar la lectura de los sólidos acumulados al fondo del cono,
- f) Después de cada procedimiento lavar el cono con agua limpia y secarlo con una franela. Para limpiarlo puede quitarse el tapón del fondo.
- g) No usar solventes, ni limpiadores abrasivos, puede usarse detergente suave,
- h) Almacenar el cono en un lugar apropiado y protegido

Figura 9.11 Conos Imhoff para determinar la cantidad de Sólidos sedimentables (SS)



Fuente: Guía para el Manejo de Excretas y Aguas Residuales Municipales, PROARCA/SIGMA

9.7.3. Informes operacionales

Los titulares deben elaborar y presentar al Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales informes operacionales de los sistemas de tratamiento de aguas residuales y de las condiciones de sus vertidos, que reflejen la frecuencia del muestreo.

El contenido de dichos informes operacionales periódicos deberá tener como mínimo la siguiente información:

- a) Registro de aforos.
- b) Registro de análisis de laboratorio efectuados por el titular y los efectuados por laboratorios acreditados, según la legislación pertinente.
- c) Registro de daños a la infraestructura, causados por situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y funcionamiento del sistema.

- d) Situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y el funcionamiento del sistema que originen descargas de aguas residuales con niveles de contaminantes que contravengan los límites permitidos por las normas técnicas respectivas.
- e) Evaluación del estado actual del sistema.
- f) Acciones correctivas y de control.

9.7.4 Formularios de funcionamiento para la planta de tratamiento

Para el correcto mantenimiento y operación de la planta de tratamiento propuesta para el municipio de San José guayabal, se proporcionan los siguientes formularios para el control de los componentes:

CONDICIONES GENERALES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

NOMBRE DE LA PLANTA: _____

OPERADOR/A CARGO _____ DIA: ____ MES: ____ AÑO: ____

- *Caudal, pH y temperatura de entrada a la planta*

PRIMERA MEDICIÓN			
PROFUNDIDAD (Metros)	CAUDAL (de tablas)	pH	TEMPERATURA

SEGUNDA MEDICIÓN			
PROFUNDIDAD (Metros)	CAUDAL (de tablas)	pH	TEMPERATURA

NOTA: Realizar la primera medición al iniciar el turno y la segunda al finalizarlo.

- *Condiciones generales a la salida de la planta de tratamiento*

CONSUMO DIARIO DE ENERGIA ELECTRICA KW/H:	
HORA/TIEMPO DE DESCARGA DE LODOS:	
CALIDAD DEL EFLUENTE	

DBO (mg/l)	
DQO (mg/l)	
SOLIDOS SEDIMENTABLES (mg/l)	
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES (ml/l)	
ACEITES Y GRASAS (mg/l)	

DAÑOS EN LA INFRAESTRUCTURA DETECTADOS EN LAS UNIDADES:

CASOS FORTUITOS:

ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA Y ACCIONES CORRECTIVAS QUE TENGAN QUE REALIZARSE DE INMEDIATO

NOTA: Para controlar el volumen de lodo purgado, se debe observar este en la caja de registro, el lodo sedimentado tendrá consistencia pastosa, cuando se observe que sale mas agua que lodo del tanque deben cerrarse las válvulas.

**FORMULARIO
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 ENVÍO MUESTRA A LABORATORIO

Información para acompañar el frasco o recipiente con la muestra recolectada de aguas residuales.

Institución (municipalidad): _____

Dirección: _____ ,

Teléfonos: _____ , fax: _____

Nombre de persona que remite la muestra: _____ ,

Cargo: _____

Nombre / Identificación de Planta: _____

Punto de colección de la muestra:

Temperatura: _____

Tipo de agua residual colectado:

Cruda o sin tratar

Tratada

Tipo de muestra:

Puntual

Compuesta

Otro tipo:

Fecha de toma de la muestra: _____

Fecha de remisión de la muestra: _____

Información adicional:

CAPITULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 Conclusiones

Conclusiones de Alcantarillado Sanitario

- La ejecución del diseño del sistema de alcantarillado sanitario destinado para la ciudad de San José Guayabal, permitirá reducir significativamente la contaminación generada por las descargas de aguas residuales sin tratamiento, disminuyendo el potencial contacto de los habitantes con las aguas residuales y con organismos vectores causantes de enfermedades propiciadas por éstas. A la vez se reducirá la contaminación potencial de las aguas subterráneas.
- Debido a la topografía que presenta la Ciudad de San José Guayabal, se generaron dos alternativas de diseño del alcantarillado sanitario. La primera alternativa presenta un diseño por gravedad y el tratamiento de las aguas residuales recolectadas por éste, obliga a construir dos plantas de tratamiento convencionales. Mientras que la segunda alternativa propone un diseño por bombeo y la construcción de una sola planta convencional.
- Ambos diseños de sistema de alcantarillado cumplen con los requisitos de velocidad y pendiente establecidos en la norma técnica de ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados).

- Para el análisis de selección del sistema de alcantarillado se ha tomado en cuenta que al introducir un sistema de bombeo, se generaría un gasto adicional debido al suministro de energía, ya que el periodo mínimo de retención de agua residual es de 15min y la bomba tendría que funcionar intermitentemente en todo momento. Además, existe el gasto que implica tener gente con conocimiento técnico para darle mantenimiento a la bomba y otras dificultades de mantenimiento, como: la adquisición de repuestos, debido a que la bomba es un producto importado; tener una planta eléctrica para emergencias, en el caso de algún fallo con el suministro de energía eléctrica. Es por esto que el sistema de alcantarillado por gravedad es el seleccionado para realizar el presupuesto en este trabajo de graduación, sin embargo, es decisión de la Alcaldía de San José Guayabal optar por cualquiera de las dos alternativas antes mencionadas.
- Para el sistema de alcantarillado por gravedad se utilizaron tuberías de junta rápida de PVC, de 8 y 6 pulgadas de diámetro. Con una pendiente mínima de 1% y 0.5% en casos excepcionales.
- El monto total para la ejecución de la obra del alcantarillado sanitario por gravedad es de \$ 1,023,566.70, el cual incluye precios de maquinaria, materiales y mano de obra cotizados en noviembre de 2009.
- El 70% de las viviendas de la Ciudad de San José Guayabal quedará abarcado por el sistema de alcantarillado sanitario por gravedad. De esta manera el 30% restante utilizará alguna de las

alternativas descritas en el capítulo 5 para aquellos casos que se encuentran inaccesibles al alcantarillado sanitario.

- El sistema más adecuado para los casos que no puedan conectarse al alcantarillado, es el uso de fosa séptica por el amplio tratamiento de aguas residuales domésticas que permite; ya que incluye tanto las aguas negras como las aguas grises (agua de lavaderos, cocina, lavaplatos) al utilizar trampas de grasa. Sin embargo, este sistema requiere mucho espacio, por lo que también puede construirse cualquiera de las letrinas sin arrastre de agua que se describen en el capítulo 5.

Conclusiones De Tratamiento De Aguas Residuales

- Los sistemas de tratamiento de las aguas residuales serán por medio de plantas convencionales, que consta de: Pre – tratamiento, el cual consiste en la aplicación de un sistema de rejillas, desarenador y Medidor de caudal Parshall; seguido de un tratamiento primario por medio de un sedimentador primario; posteriormente un tratamiento secundario que incorpora un sistema de filtro percolador y un sedimentador secundario; finalmente se realiza un tratamiento de lodos a través de un digestor de lodos y un patio de secado de lodos.
- Los diseños de las plantas de tratamiento de las aguas residuales han sido realizados para que funcionen por gravedad. El periodo de diseño éstas es de 10 años momento en el que se esperará que

trabaje a su máxima eficiencia, aunque podrá trabajar a mayores caudales pero su eficiencia bajará.

- Las descargas hacia los cuerpos receptores están dentro de los límites propuestos de la norma de CONACYT; la cual indica que la concentración de DBO debe ser como máximo 60 mg/L. De esta manera se estableció como límite de diseño una concentración de 40 mg/L obteniendo para todas las plantas una concentración de DBO menor que ésta.
- Se han diseñado tres plantas de tratamiento de aguas residuales, dos de ellas comprenden la primera alternativa, y se ubican en los dos puntos de descarga del alcantarillado sanitario por gravedad. La tercera planta está ubicada en el punto más bajo de la ciudad, logrando que el agua residual descargue hasta ese punto mediante la implementación del sistema de bombeo. Sin embargo, solo se ha escogido el sistema de alcantarillado por gravedad para realizar el presupuesto, por lo que solo incluye las dos plantas de tratamiento correspondientes a la alternativa No1.
- El monto total para la ejecución de la obra de las plantas de tratamiento de aguas residuales, que incluye la alternativa No1, es de \$234,263.09 para la planta de tratamiento n°1 y de \$458,811.74 para la planta de tratamiento n°2, dando un total de \$693,074.84, el cual incluye precios de maquinaria, materiales y mano de obra cotizados en noviembre de 2009.
- Para asegurar el buen funcionamiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales, se le debe realizar un adecuado

mantenimiento, respetando los tiempos establecidos en los diseños y en el capítulo 9 (mantenimiento y operación de plantas de tratamiento). De esta manera se podrá garantizar el adecuado tratamiento de las aguas residuales, evitando que se deterioren o contaminen los cuerpos de agua receptores.

10.2 Recomendaciones

- En cuanto al alcantarillado sanitario se recomienda respetar los diámetros y pendientes establecidos en el diseño, ya que estos han sido verificados y han cumplido con los límites dados por la norma de ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados).
- La alcaldía debe estar pendiente que las nuevas construcciones se conecten al sistema de alcantarillado sanitario existente, para que de esta manera se cumpla con el objetivo de mejorar la calidad de vida de los habitantes de la Ciudad de San José Guayabal.
- En el caso que una nueva construcción no se pueda conectar al alcantarillado sanitario existente la alcaldía debería exigir el uso de fosas sépticas o algún tipo de letrina sin arrastre de agua como ha sido recomendado en dicho trabajo de graduación.
- La alcaldía de San José Guayabal deberá realizar el correspondiente monitoreo del buen funcionamiento así como el mantenimiento del alcantarillado sanitario, para que éste siempre

se encuentre en buen estado y cumpla con su objetivo de evacuar las aguas residuales hacía un punto de descarga definido.

- La alcaldía de San José Guayabal puede implementar una cuota por el uso del alcantarillado sanitario y de esta manera obtener los fondos necesarios para dar un buen mantenimiento al sistema.
- La alcaldía de San José Guayabal junto con la unidad de salud deberá orientar a la población con información general y forma de uso de las letrinas sin arrastre de agua y fosas sépticas. Esto mediante el uso de charlas y folletos. Además deberán de monitorear su correcto funcionamiento.
- Se debe actualizar el presupuesto, tanto del alcantarillado sanitario como de las plantas de tratamiento de aguas residuales, antes de ejecutarse la obra. Esto es debido a que los precios de materiales, equipos y mano de obra que contiene el presupuesto han sido cotizados el mes de noviembre del año 2009 y pueden haber cambiado al momento de querer construir las obras.
- Se puede considerar la colaboración de la gente beneficiada por el proyecto para no encarecer la obra.
- Para obtener un presupuesto acorde a las características del lugar se recomienda realizar un estudio de suelos ya que, los presupuestos que se han realizado en este trabajo de graduación han sido de una forma general, asumiendo el tipo de suelo según la ubicación de la Ciudad y las observaciones de campo. De esta

manera se busco estimar costos que fueran lo más cercano posible a su verdadero valor real.

- Para la ejecución de la obra se deberá contratar a un profesional que actué como supervisor de la obra. Éste se encargará de coordinar y vigilar el correcto desempeño de la obra, de manera que todas las actividades se realicen bajo el total cumplimiento de las normas y especificaciones técnicas establecidos; realizar el debido control de calidad en materiales, maquinaria y equipos dispuestos para el proyecto; garantizar que el desarrollo de la obra se realice bajo el presupuesto, costos y los tiempos calculados o a lo sumo lo más parecido a dicha proyección.
- Se deberá hacer una construcción por etapas en el caso que no se obtenga el monto inicial total. Estas etapas deben consistir en la construcción del tramo del alcantarillado sanitario junto con la planta de tratamiento a la cual debe descargar el agua residual recolectada, de esta manera se evitará la descarga directa hacia el cuerpo receptor sin el adecuado tratamiento.
- En el caso de ejecutarse la alternativa No2, que incluye el sistema de bombeo, se debe considerar la compra de 2 bombas sumergibles de 3HP, de esta manera una podrá estar en mantenimiento mientras la otra sigue funcionando para no interrumpir la evacuación de las aguas negras. Además se debe tener disponible una planta eléctrica en el caso que haya una falla de suministro de energía eléctrica.

- Cuando los periodos de diseño, tanto para el alcantarillado sanitario como para las plantas de tratamiento, se cumplan se deberá verificar si el diseño aun es adecuado para el caudal que se tiene y de no cumplir con los requisitos mínimos se deberá rediseñar.
- Antes de construir cualquiera de los diseños de alcantarillado sanitario y plantas de tratamiento, se deberá realizar una Evaluación de Impacto Ambiental, donde se establecerá si realmente se obtendrán beneficios con la construcción de dichos proyectos.

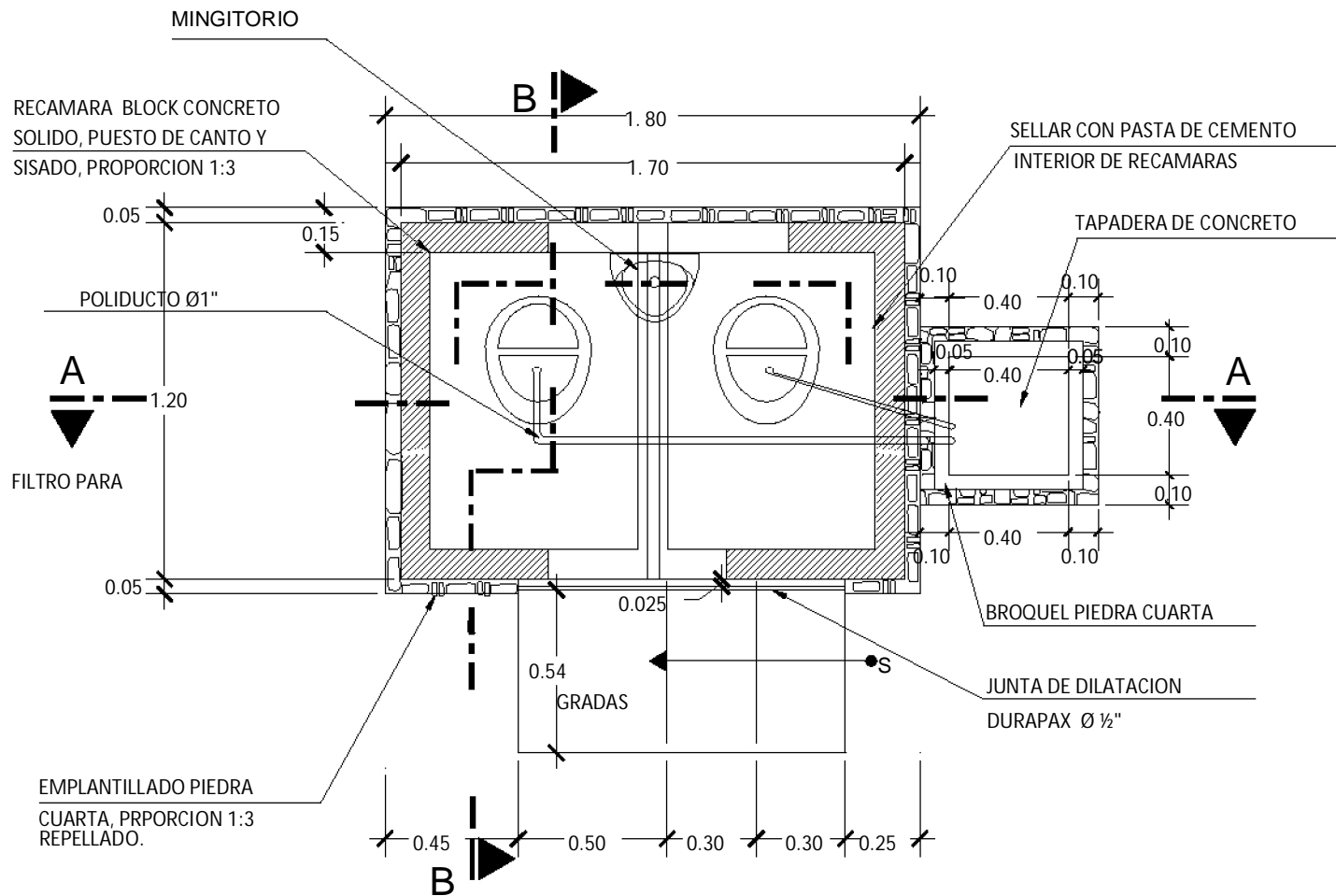
ANEXOS

ANEXO 1

PLANOS DEL ALCANTARILLADO SANITARIO POR GRAVEDAD DE LA CIUDAD DE SAN JOSE GUAYABAL

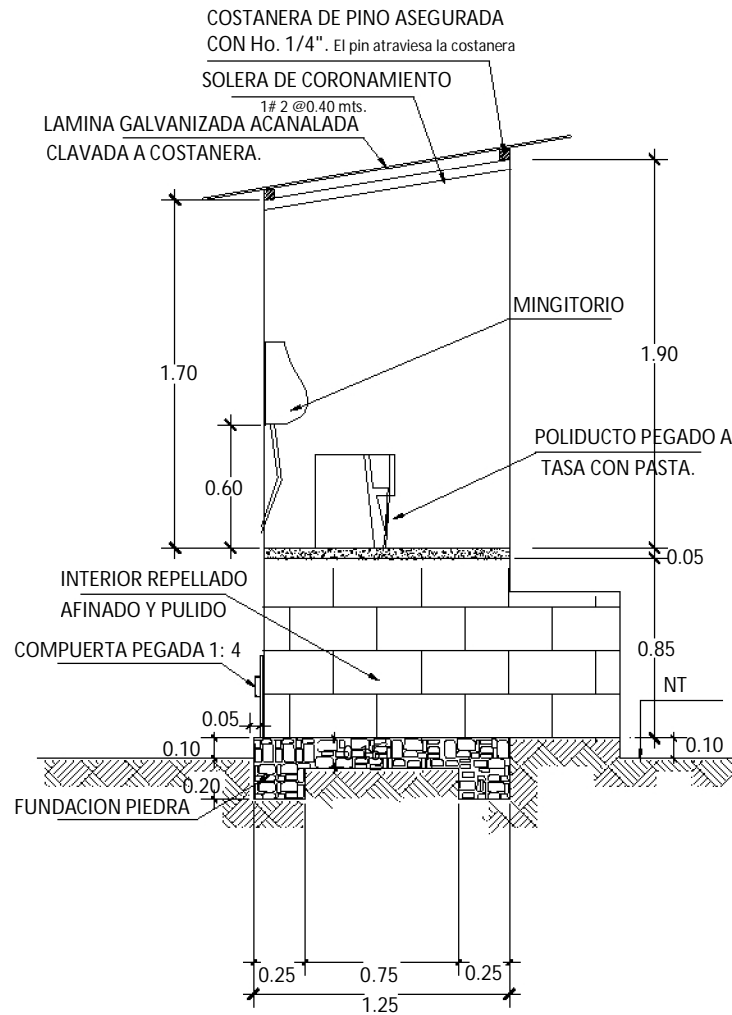
ANEXO 2
ESQUEMAS DE LETRINAS SIN
ARRASTRE DE AGUA

ESQUEMAS DE LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR (LASF)

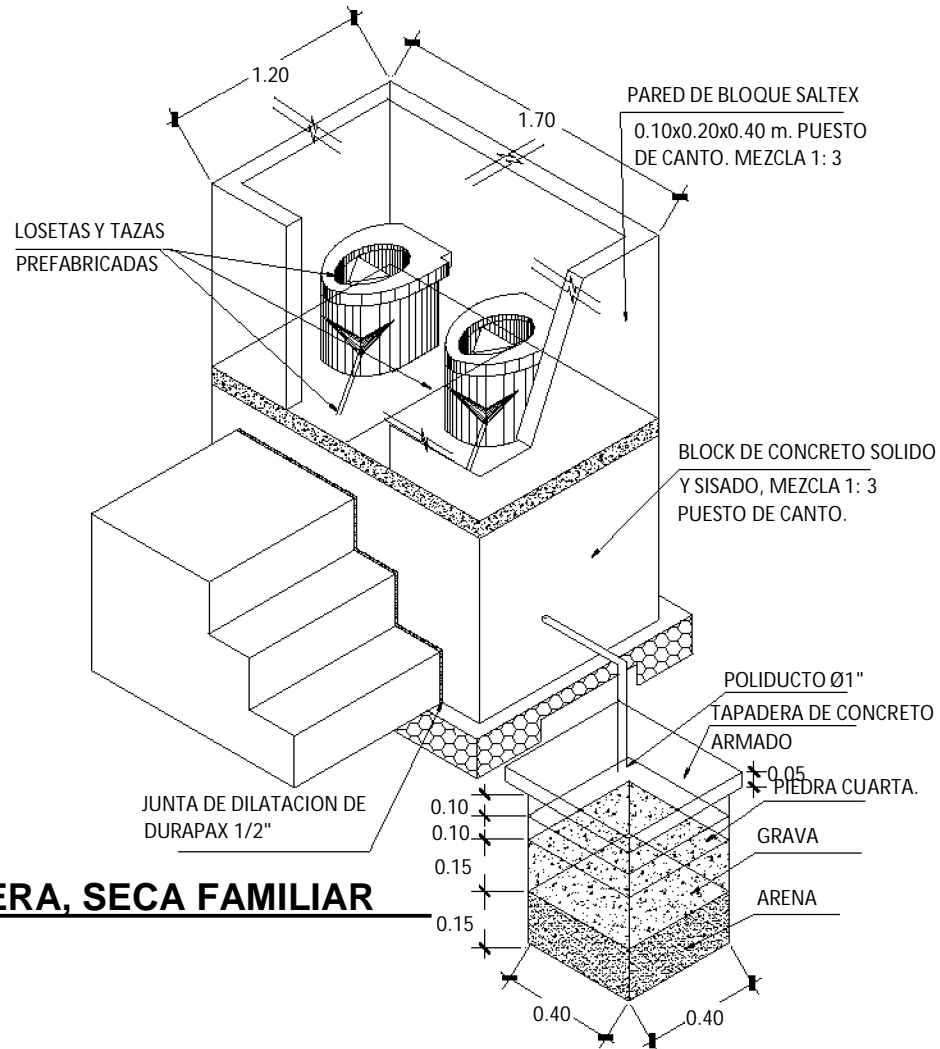


PLANTA LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR

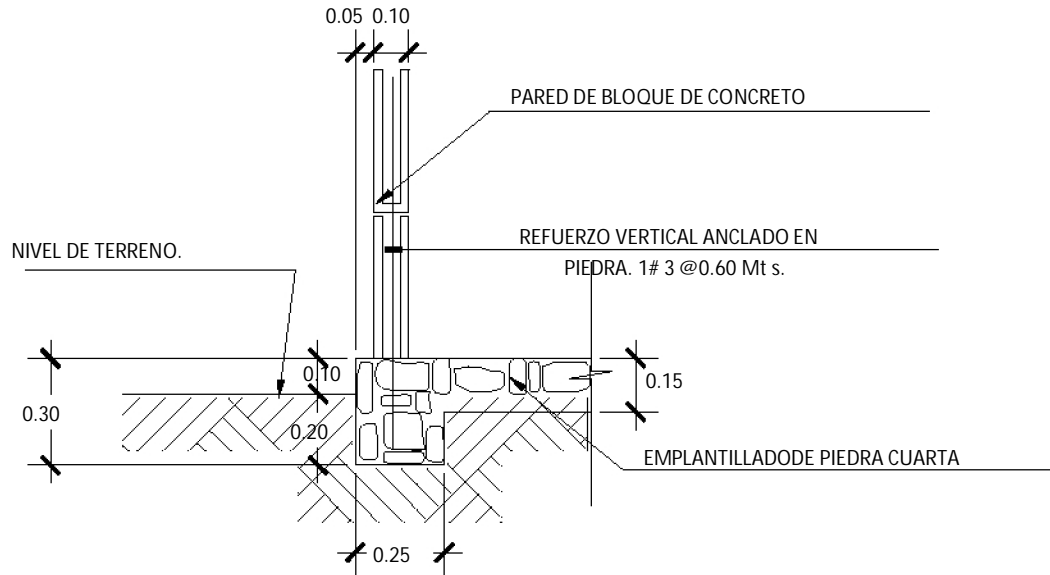
ESCALA 1: 25



**SECCION " B- B ". LETRINA ABONERA
SECA FAMILIAR. ESCALA 1: 25**



LETRINA ABONERA, SECA FAMILIAR SIN ESCALA

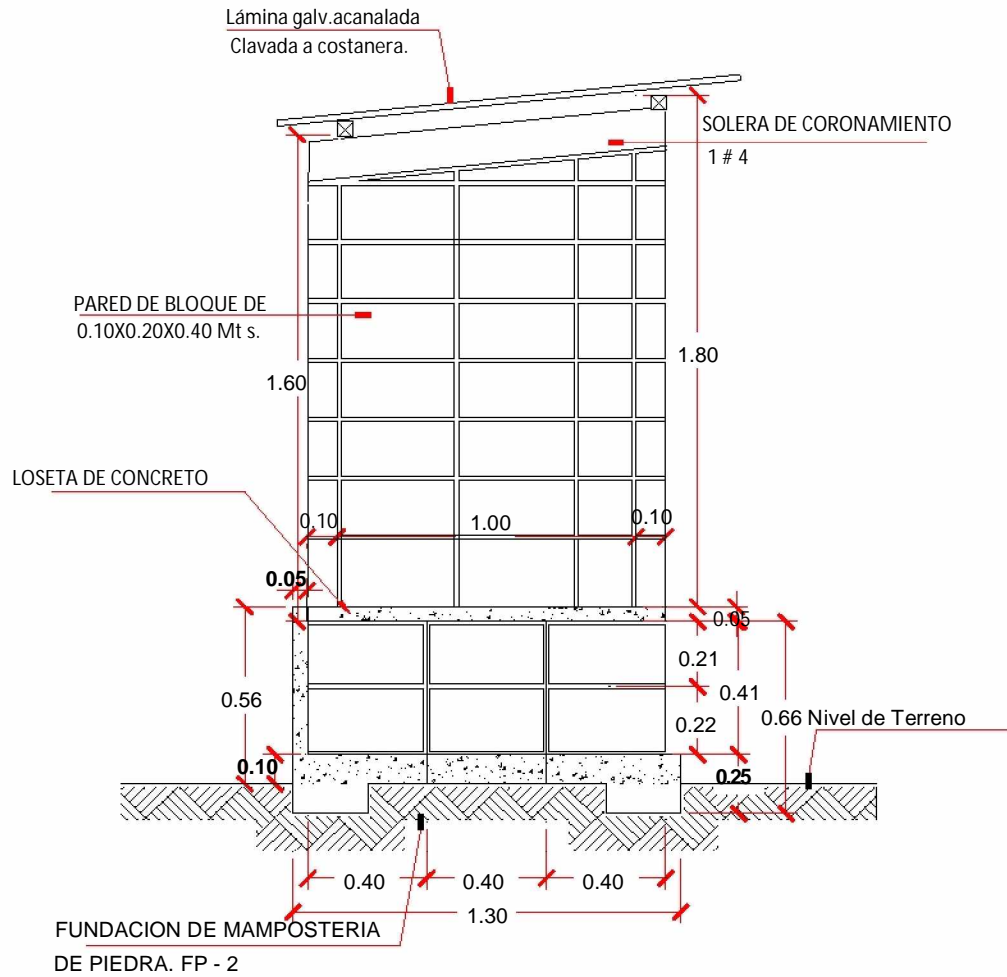


NOTA: A LAS LOSETAS
PREFABRICADAS, SE LES DEJARA EL
ORIFICIO PARA QUE POR EL PASE EL
REFUERZO DE LAS PAREDES.

FUNDACION PARA PAREDES DE LETRINA ABONERA " FP-1 "

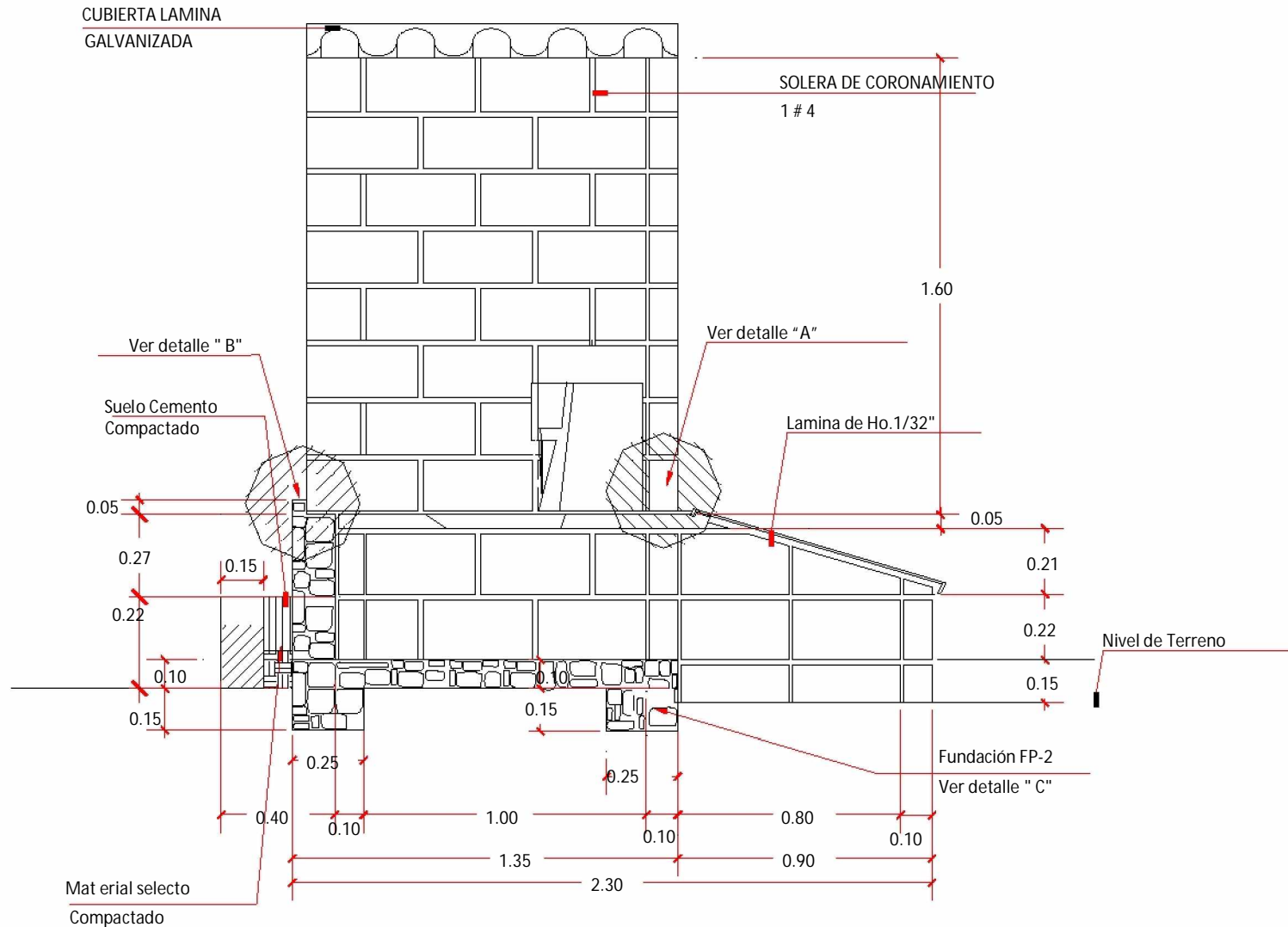
SECA FAMILIAR. ESCALA 1: 25

ESQUEMAS DE LETRINA SOLAR

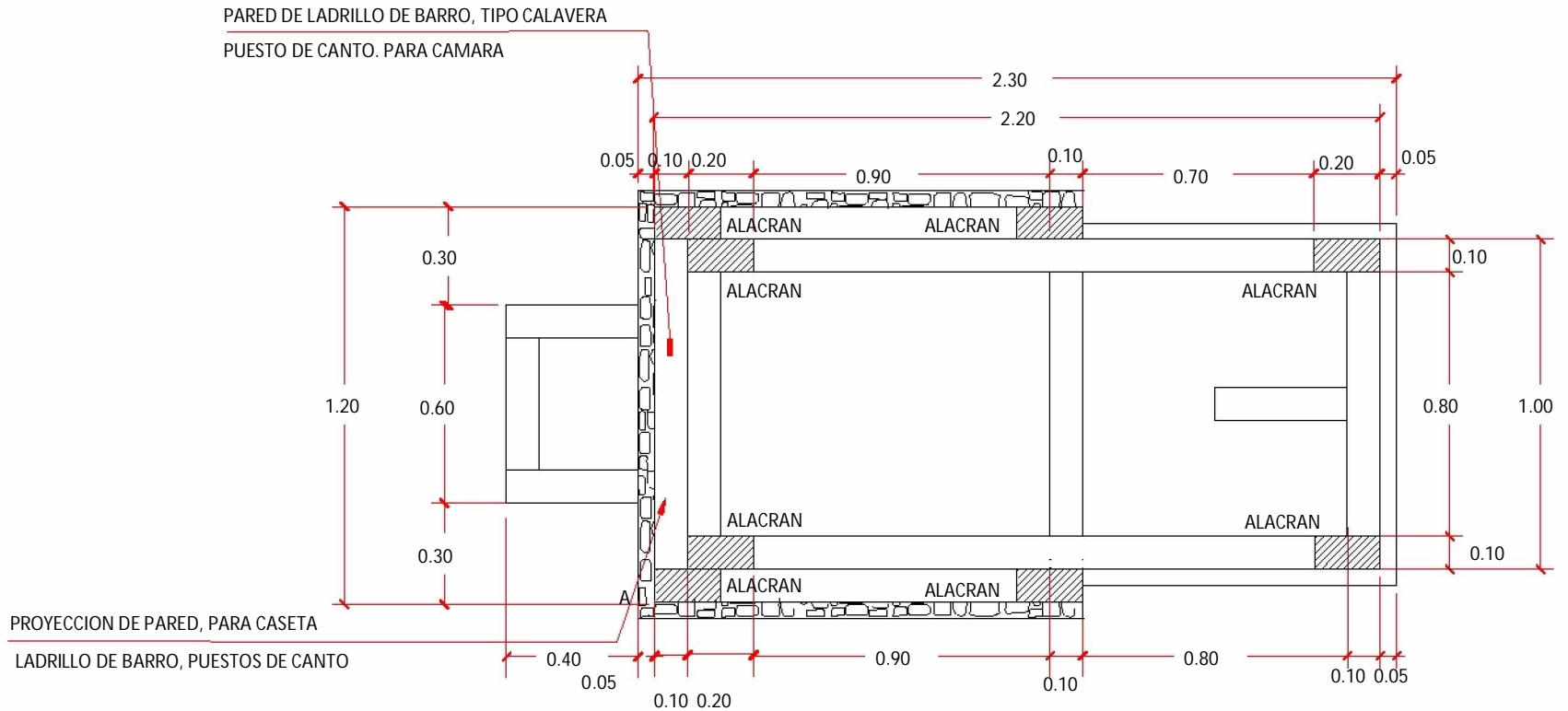


VISTA FRONTAL

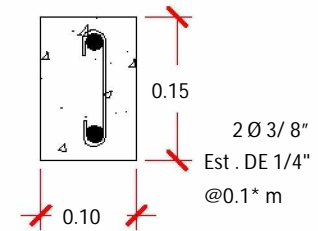
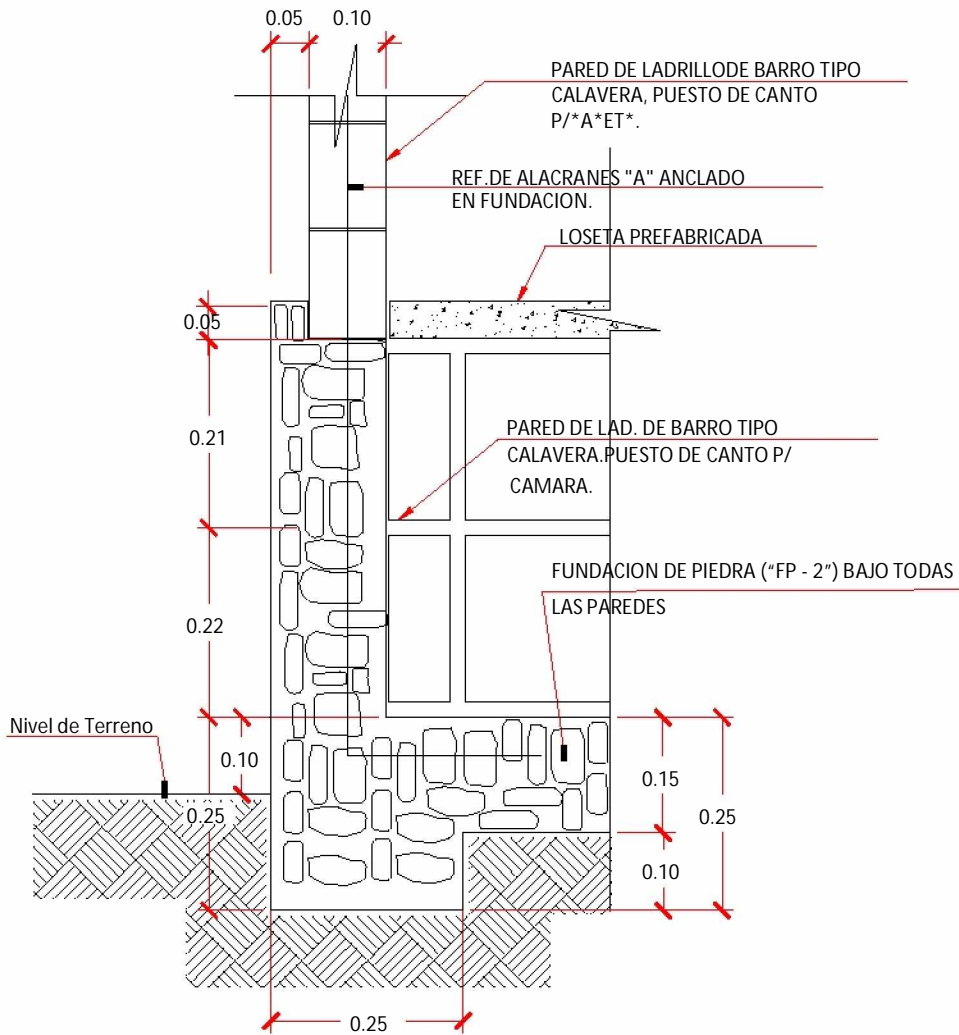
LETRINA SOLAR.



SECCION A - A (LETRINA SOLAR)



PLANTA FUNDACIONES LETRINA SOLAR.
LADRILLO DE BARRO.

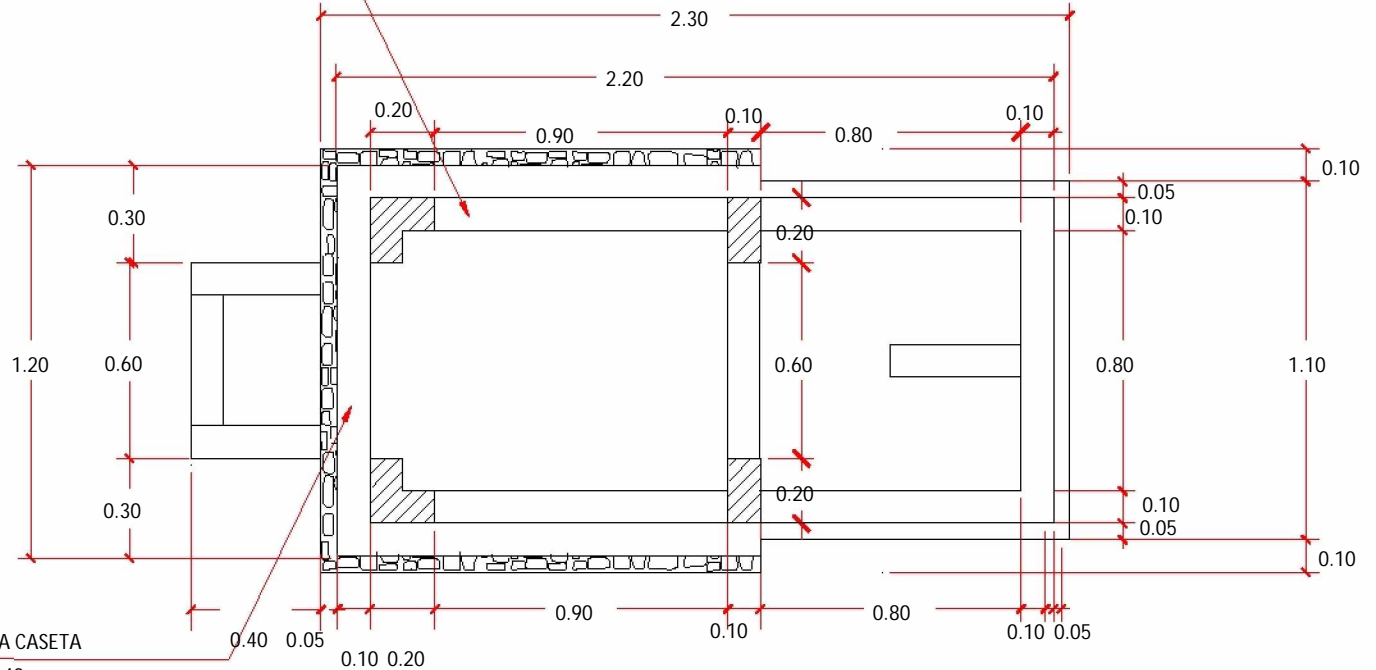


SOLERA " SC= A " PARA PAREDES DE LADRILLO DE BARRO.

DETALLE " B " FUNDACION P/PAREDES DE LAD.BARRO P/CAMARA Y CASETA.

PARED DE BLOQUE DE CONCRETO 0.10 X 0.20 X 0.40 m

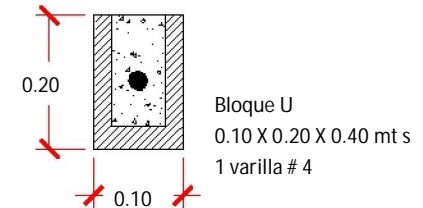
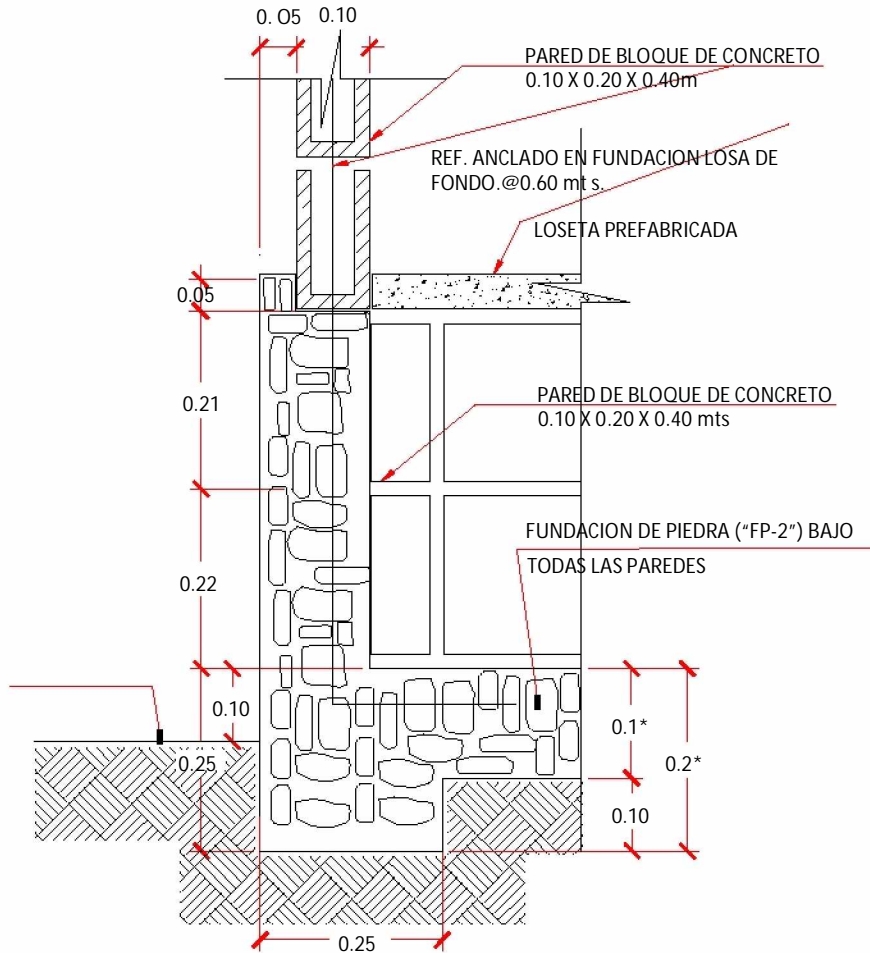
PARA CAMARA



PROYECCION DE PARED PARA CASETA

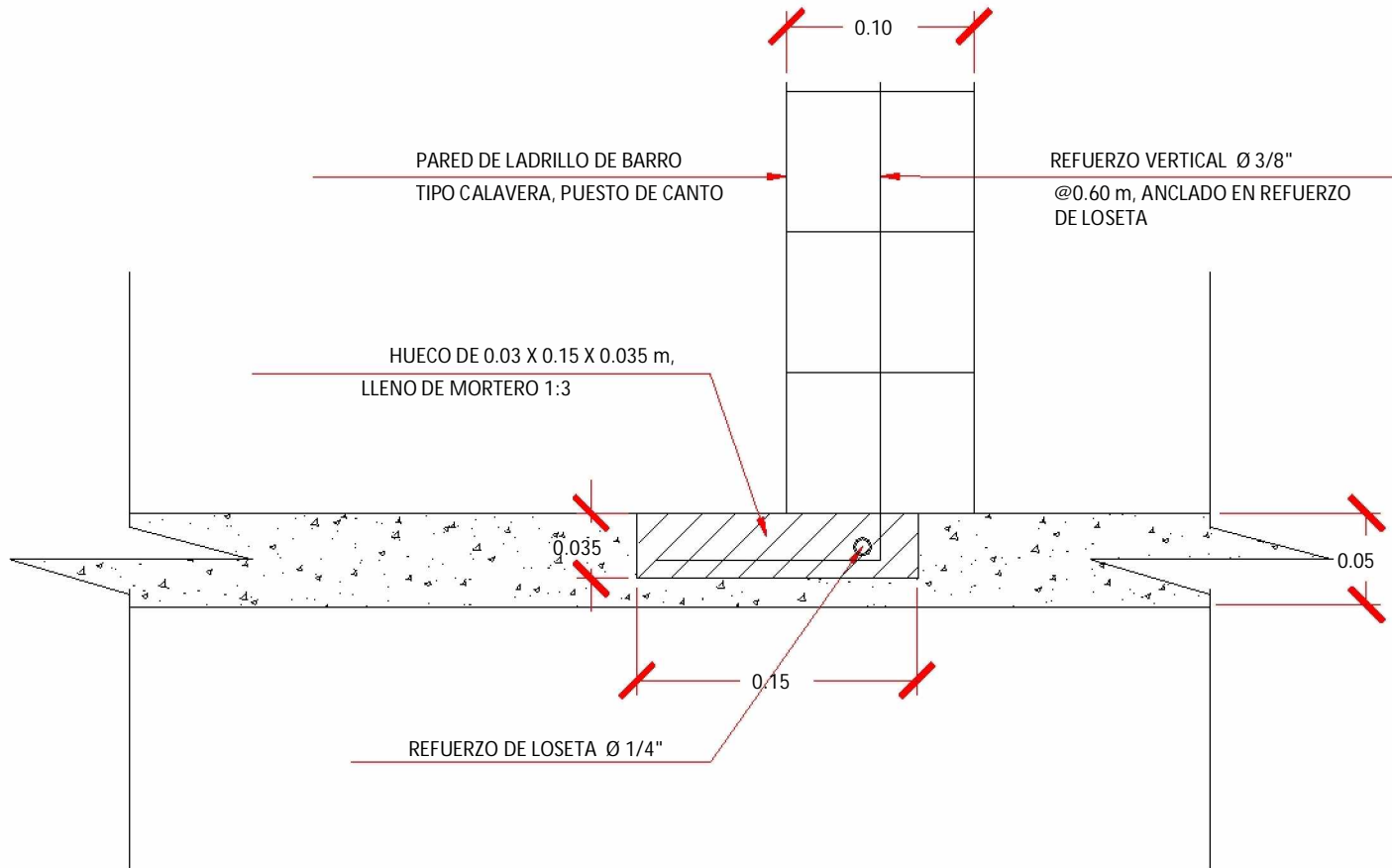
BLOQUES DE 0.10 X 0.20 X 0.40 m

PLANTA FUNDACIONES LETRINA SOLAR. DE BLOQUE DE CONCRETO.



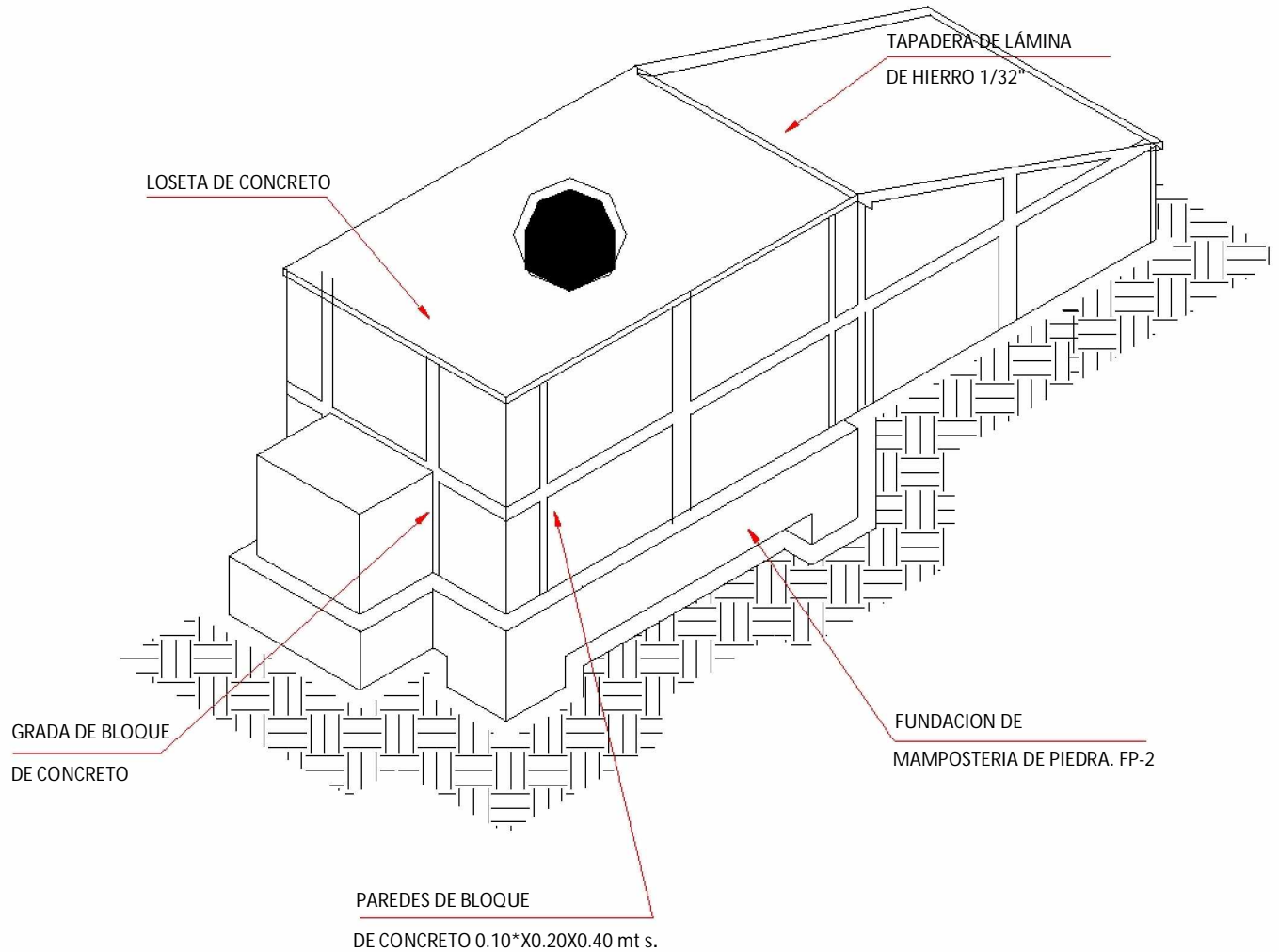
SOLERA "SC" PARA PAREDES DE BLOQUE DE CONCRETO

DETALLE " B " FUNDACION PARA PAREDES DE BLOQUE DE CAMARA Y CASETA.



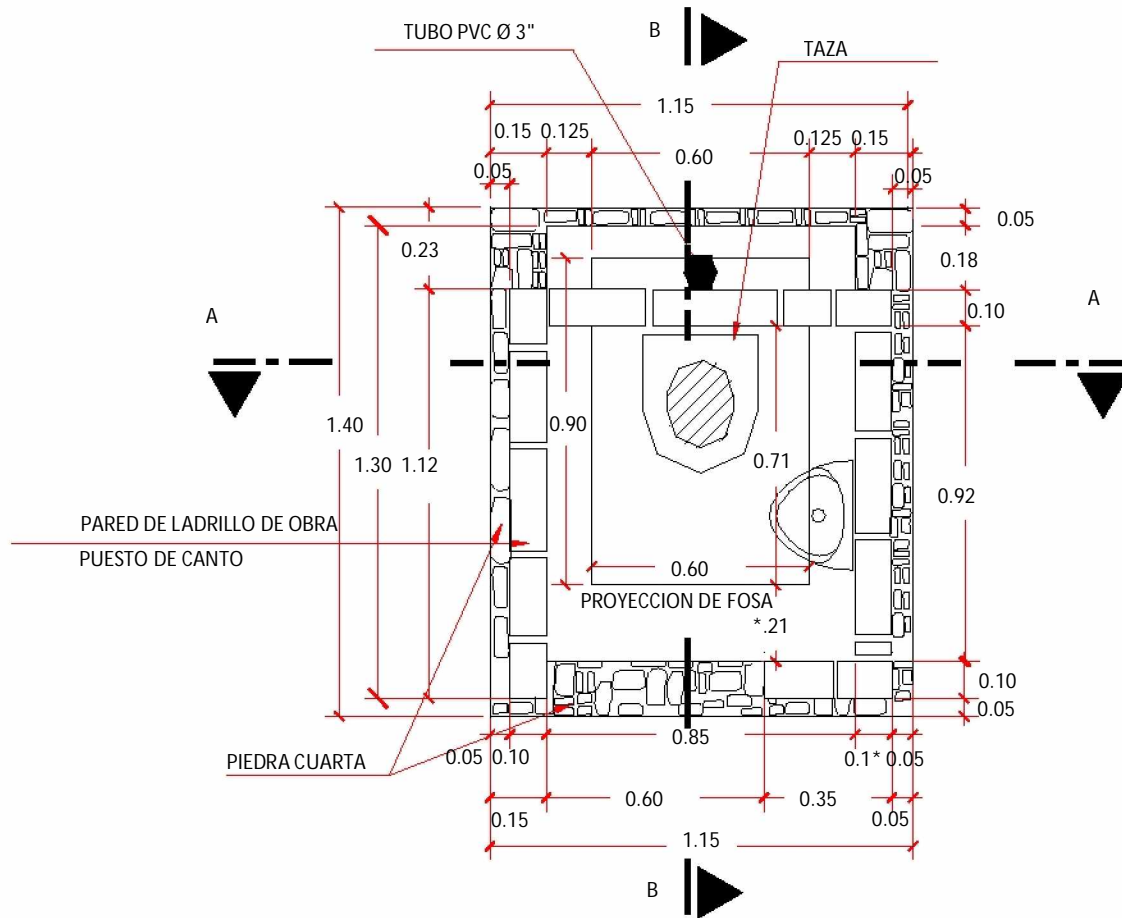
ANCLAJE DE PARED EN LOSETA DE CONCRETO.

DETALLE A.



ISOMETRICO LETRINA SOLAR SIN ESCALA.

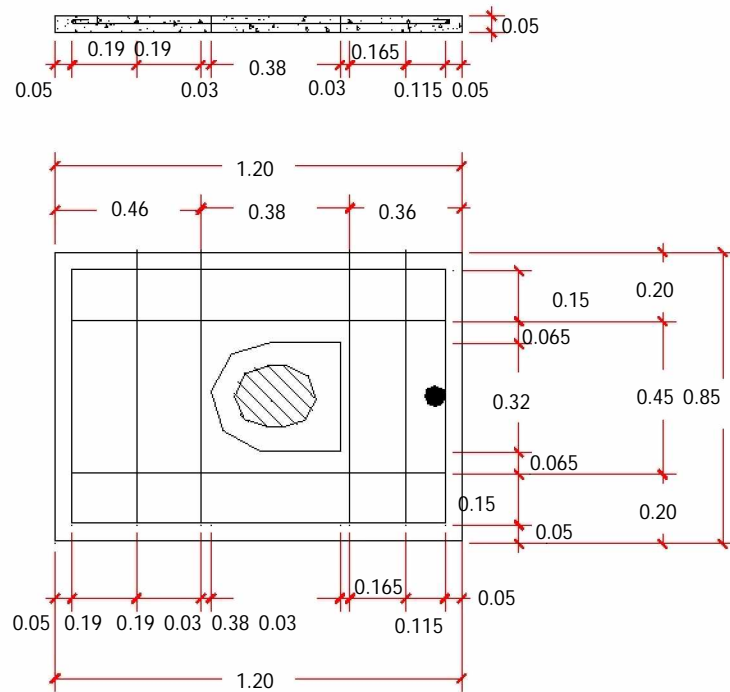
ESQUEMAS DE LETRINA DE HOYO
MODIFICADO CON VENTILACION
(LHM)



PLANTA LETRINA HOYO MODIFICADA
CON VENTILACION. ESCALA 1: 25

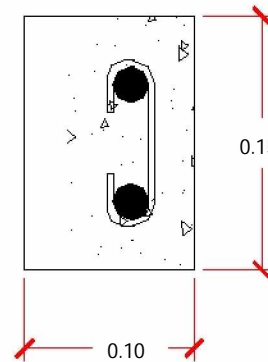
DETALLE DE PLANCHA DE LETRINA

ESCALA 1: 25



CONCRETO 1:2:2 O MORTERO 1:2

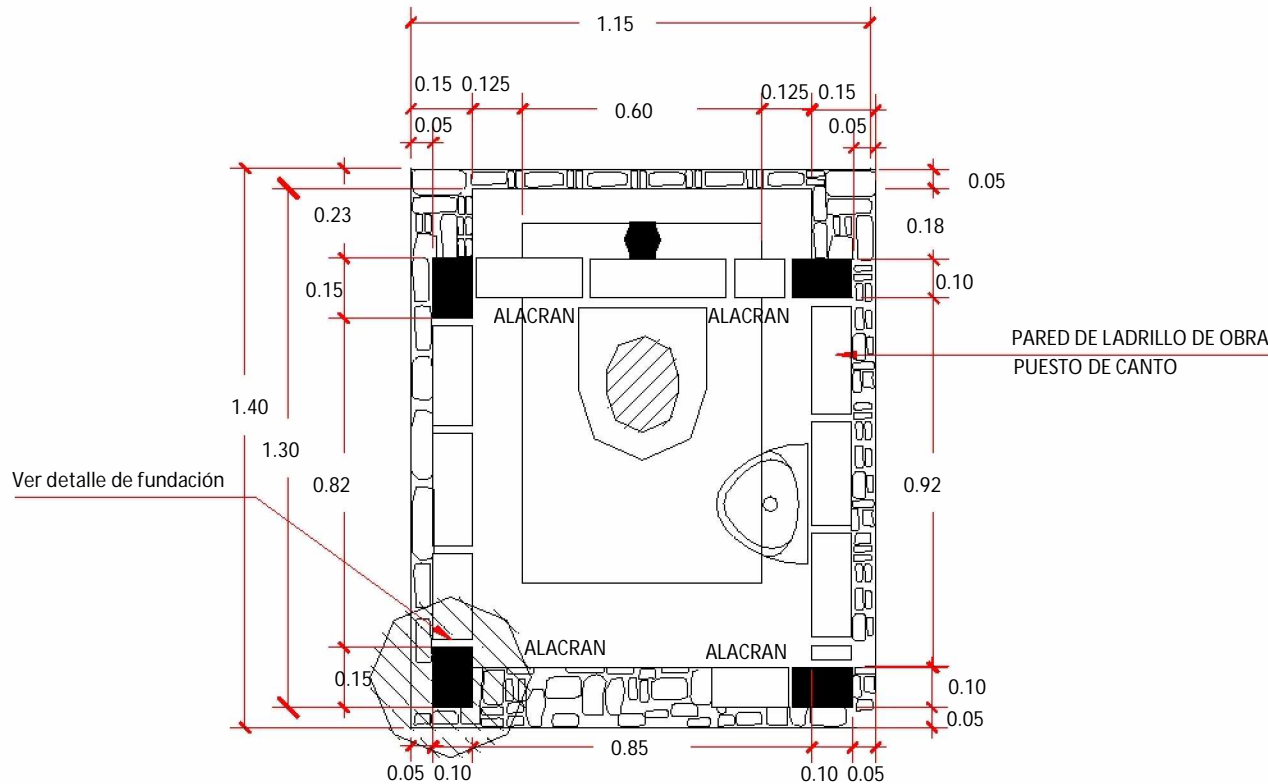
HIERRO Ø 1/4"



2 Ø 3/8 "
Est. DE 1/4 "
@0.15 m

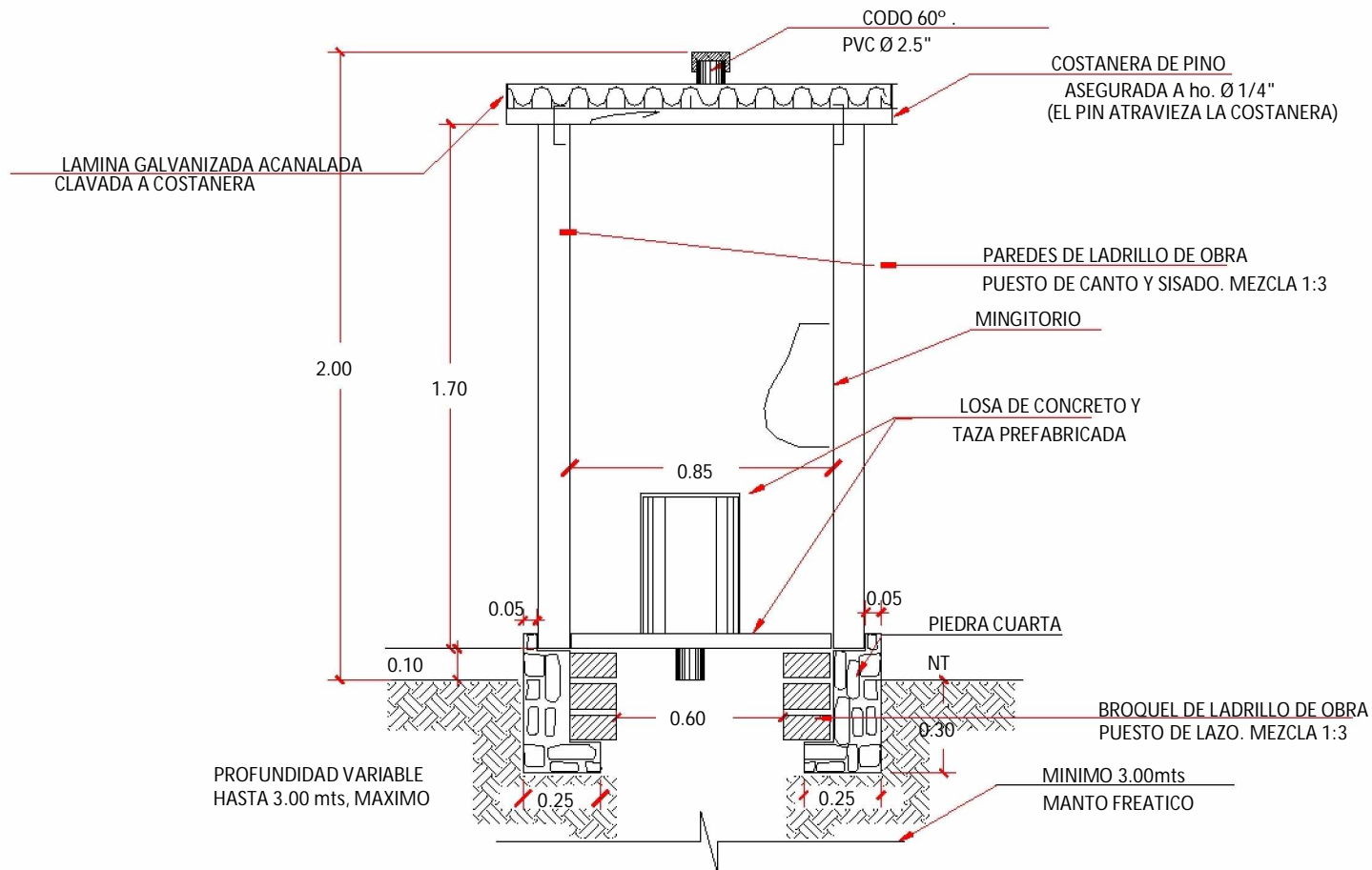
ALACACRAN " A "

Esc: 1: 5

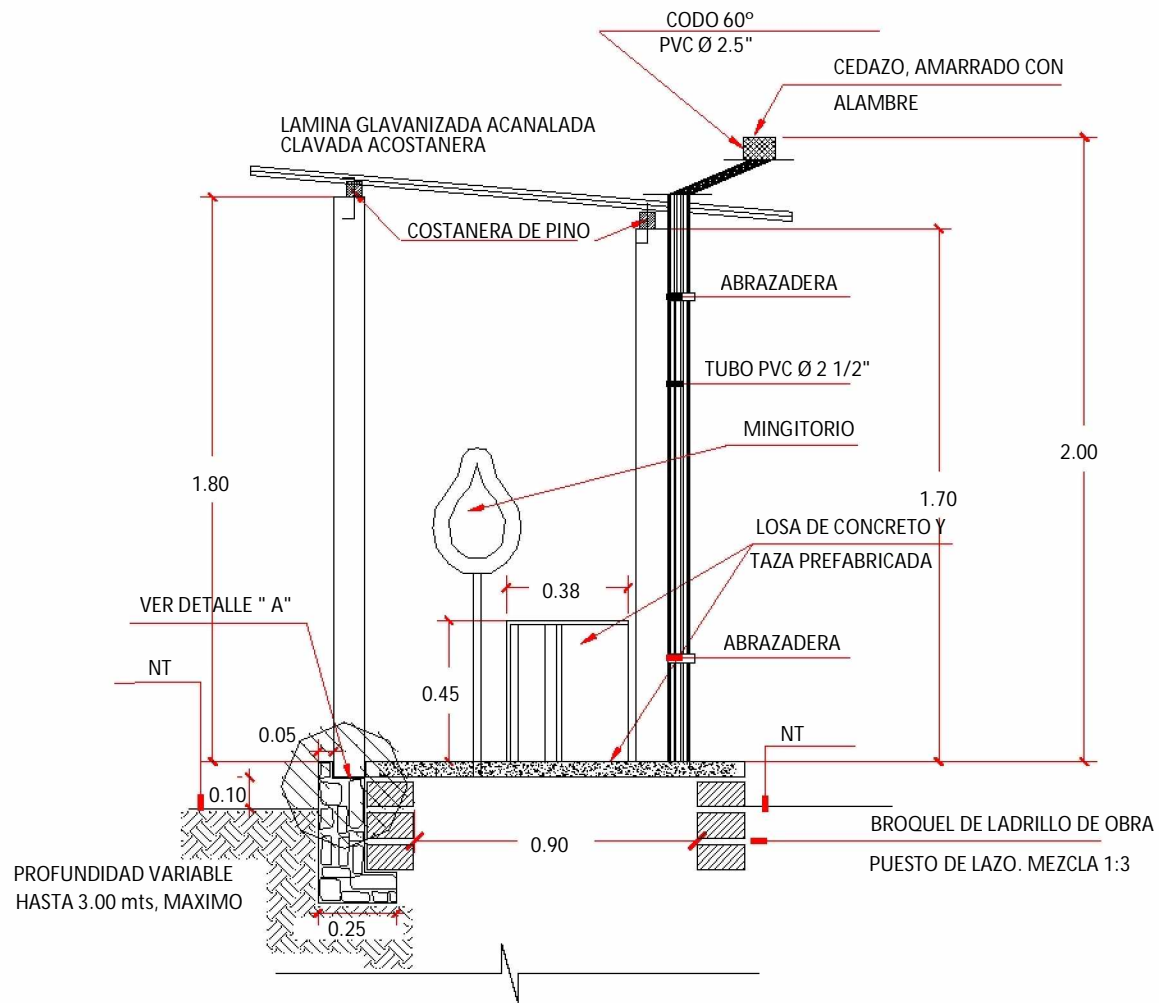


PLANTA DE FUNDACIONES

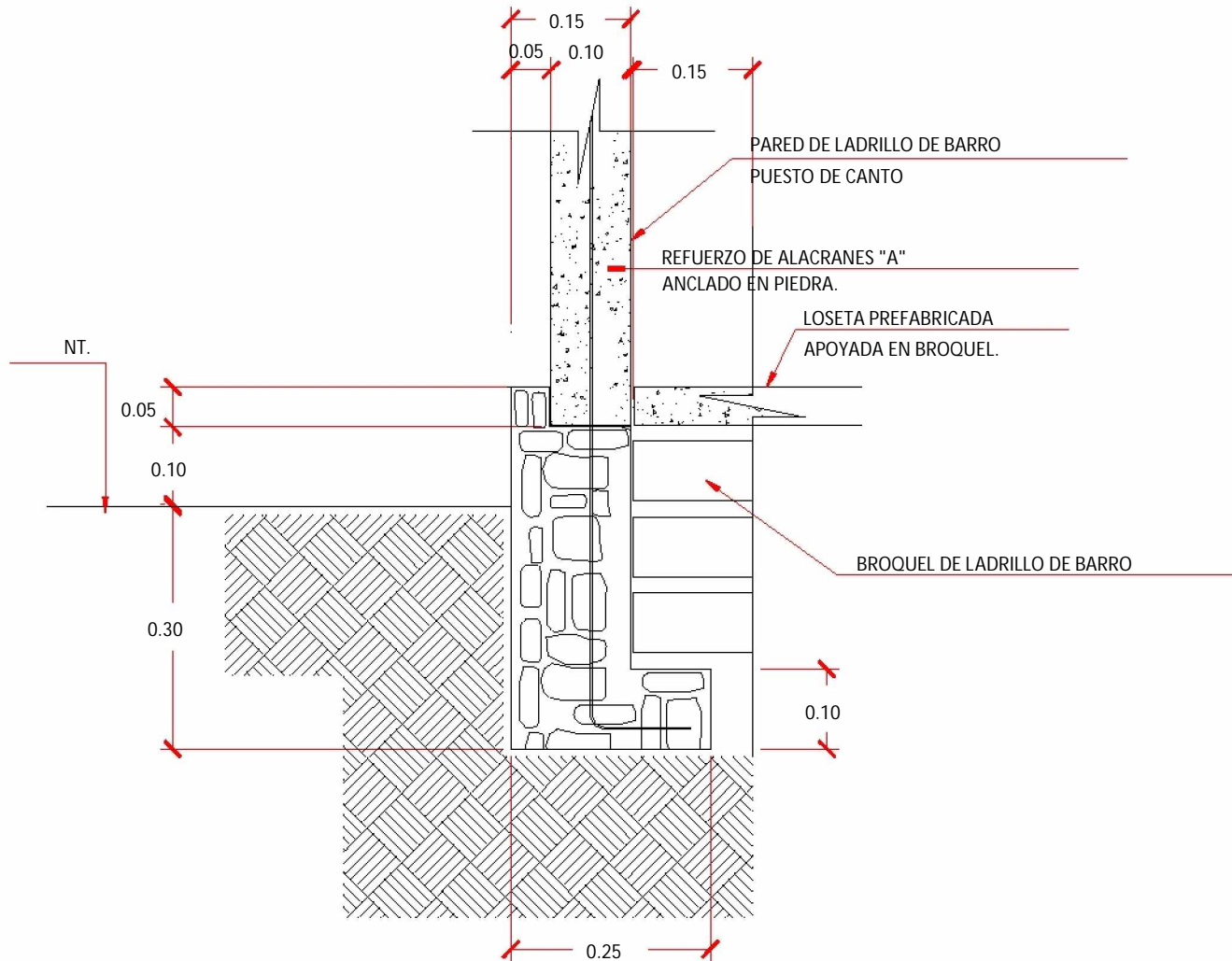
ESCALA 1: 25



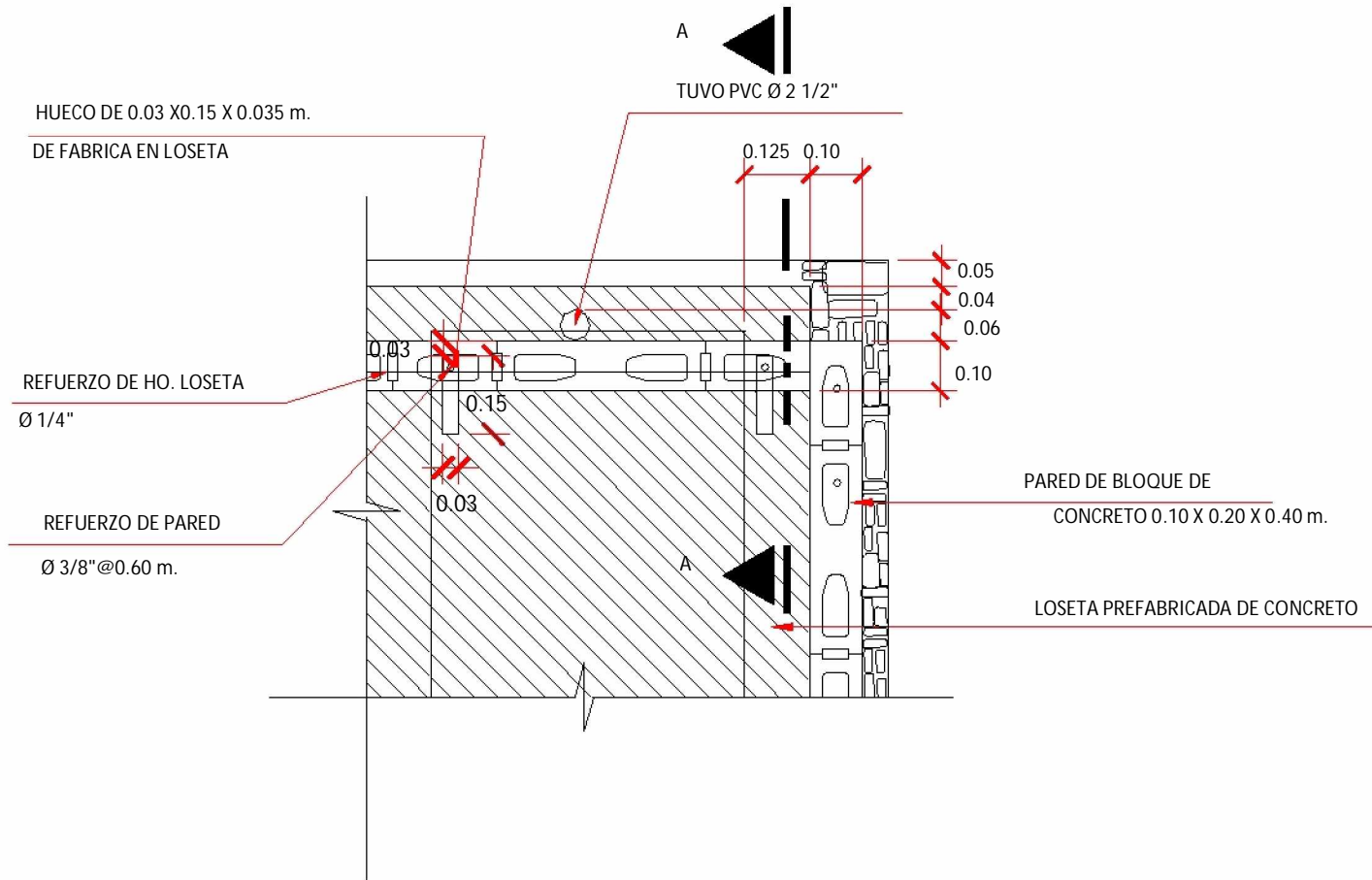
SECCION A – A. LETRINA HOYO MODIFICADA CON VENTILACION. ESCALA 1:25



**SECCION B-B. LETRINA HOYO MODIFICADA
CON VENTILACION. ESCALA 1:25**

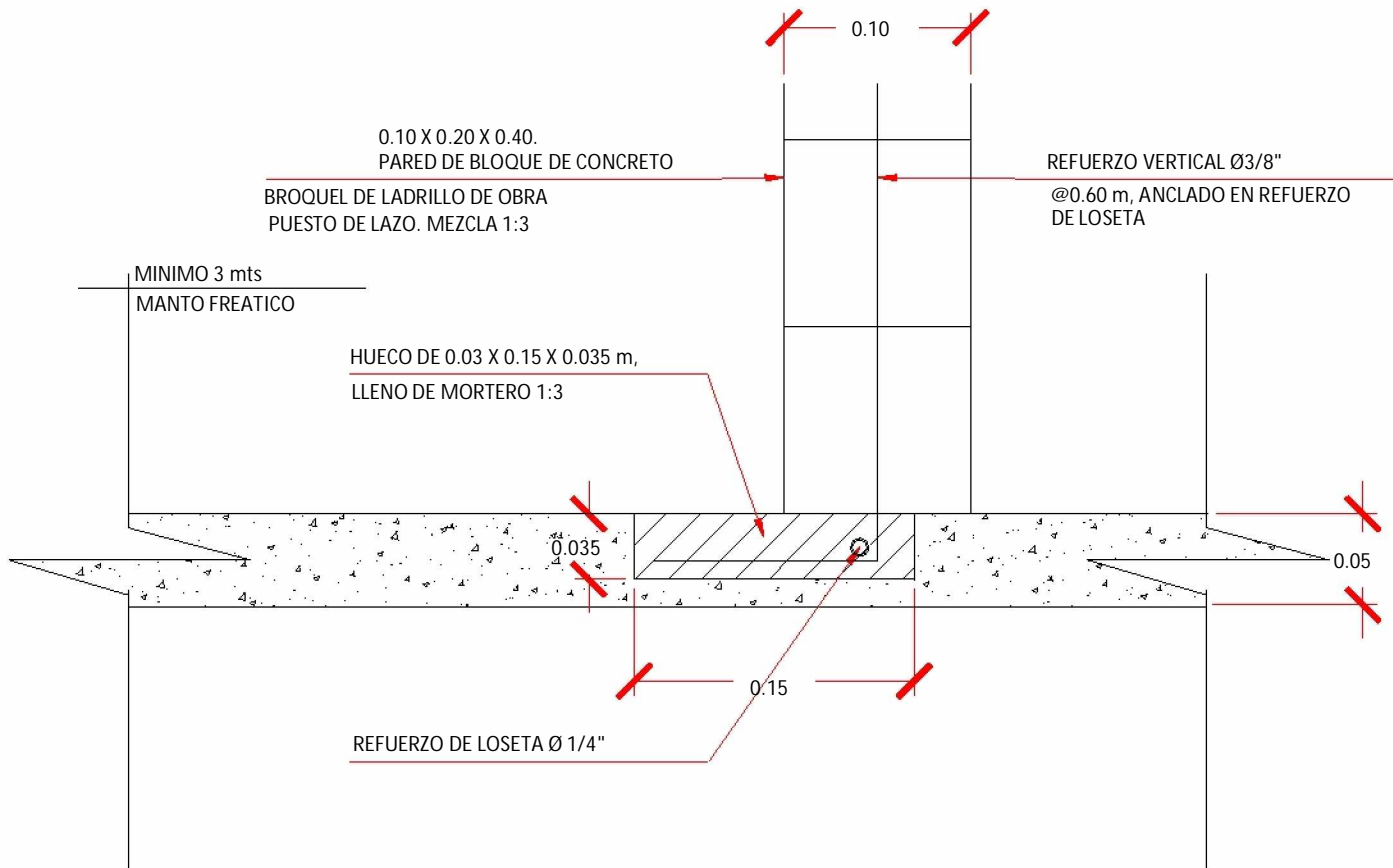


**DETALLE " A " DE FUNDACION PARA LETRINA
HOYO MODIFICADA. ESCALA 1:10**



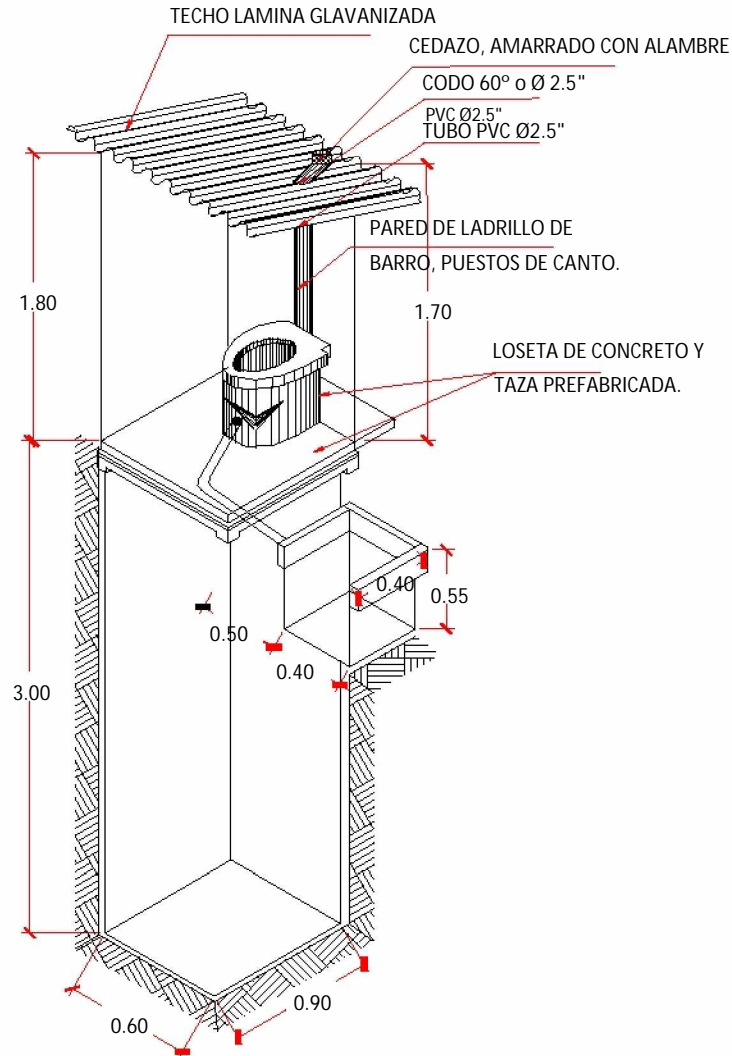
ANCLAJE DE PARED EN LOSETA DE CONCRETO.

PLANTA. ESCALA 1: 20

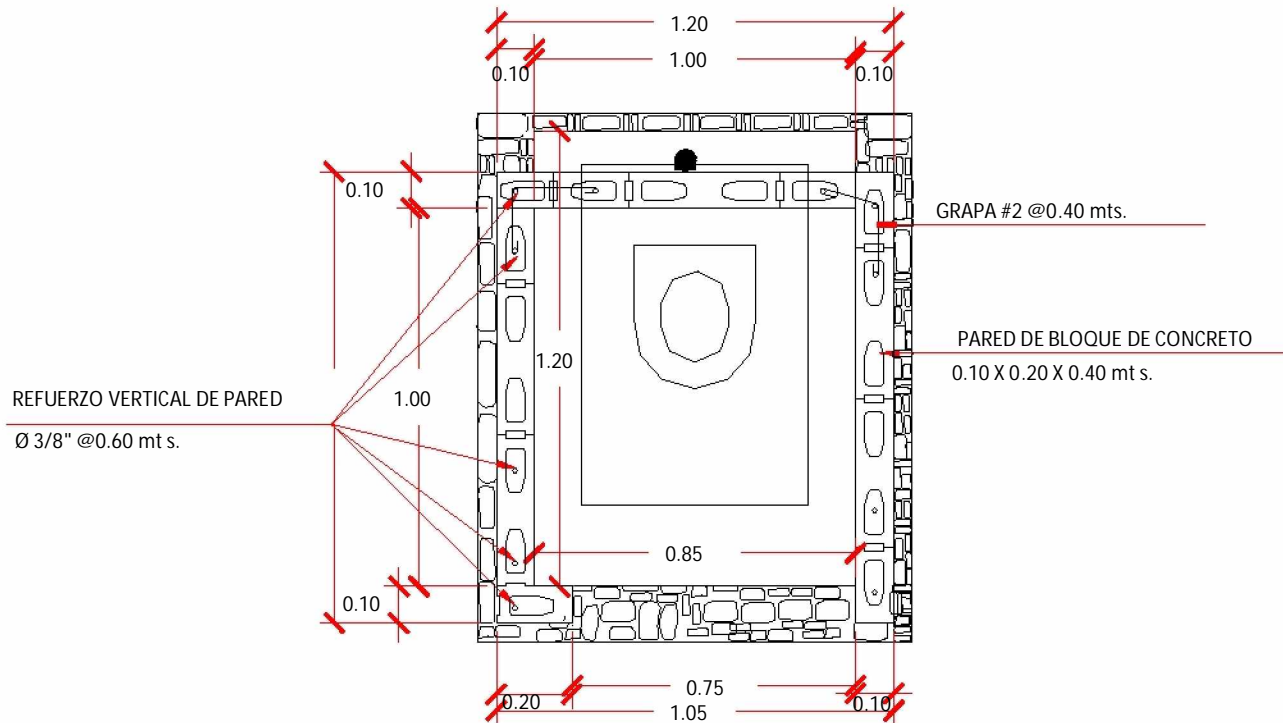


ANCLAJE DE PARED EN LOSETA DE CONCRETO.

SECCION A-A. ESCALA 1: 5

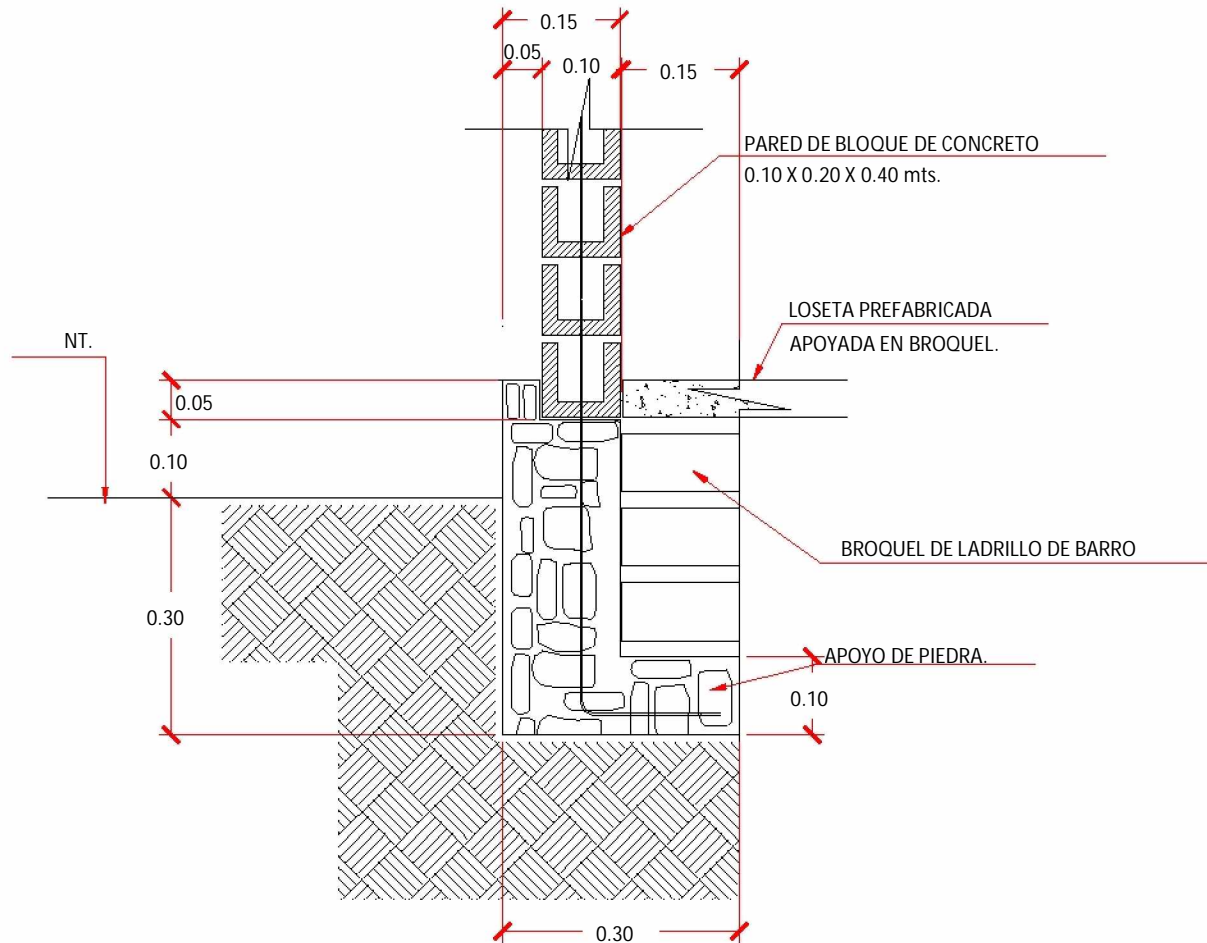


ISOMETRICO. LETRINA HOYO MODIFICADA CON VENTILACION.
SIN ESCALA.



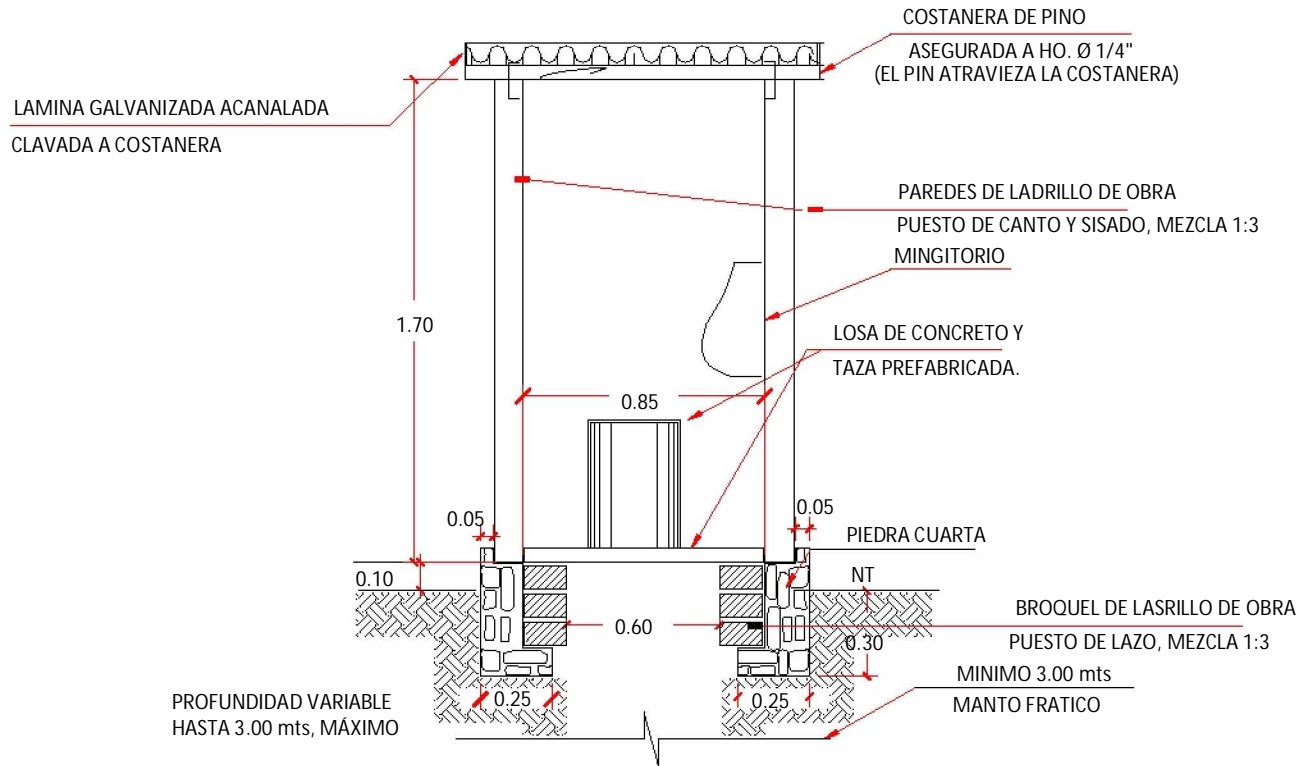
PLANTA DE FUNDACIONES

ESCALA 1: 25



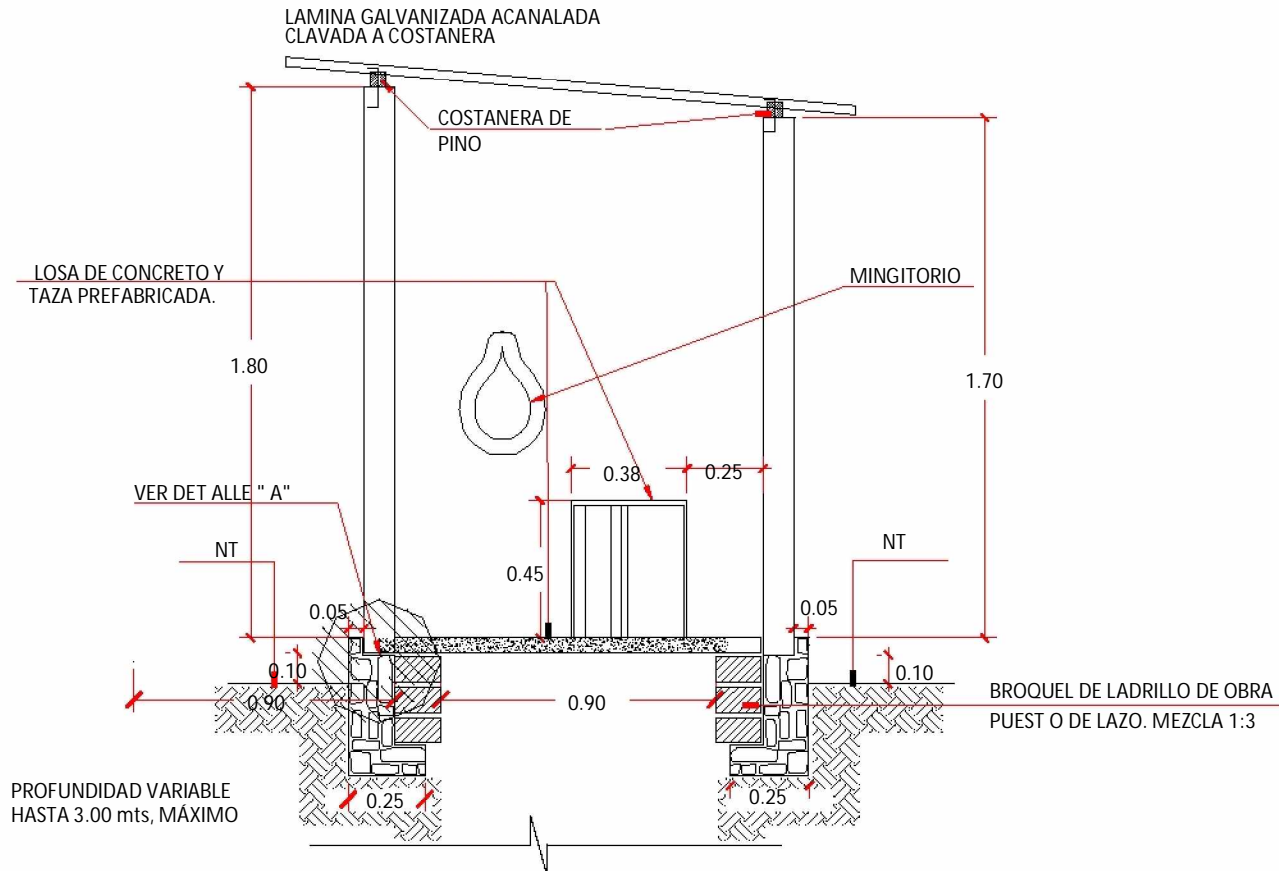
**DETALLE "A" DE FUNDACION PARA LETRINA
HOYO SECO MODIFICADA. ESCALA 1: 10**

ESQUEMAS DE LETRINA DE HOYO
MODIFICADO SIN VENTILACION
(LHM)



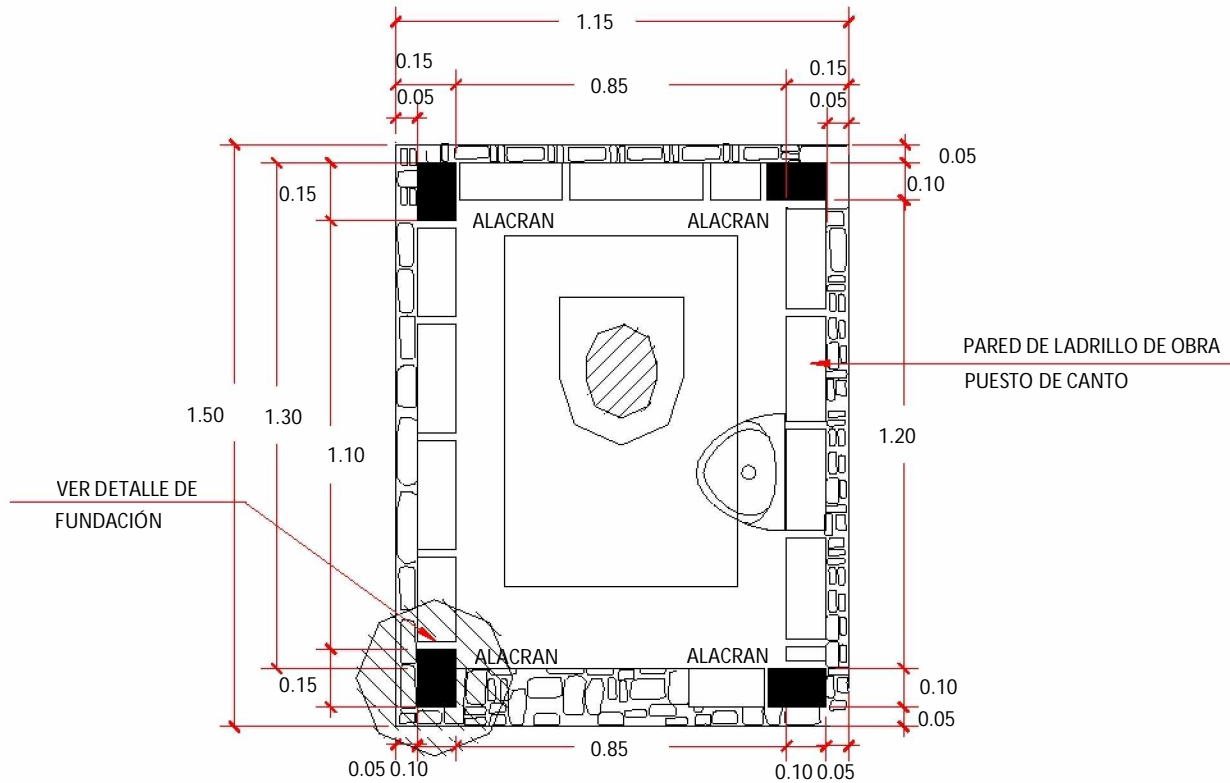
SECCION A-A. LETRINA HOYO SECO MODIFICADA SIN VENTILACION.

ESCALA 1: 25



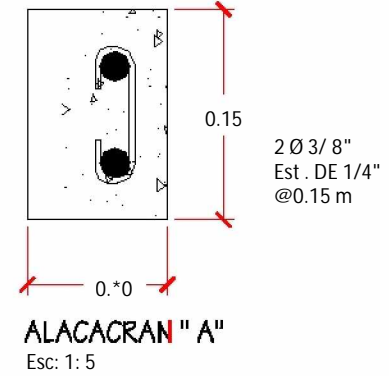
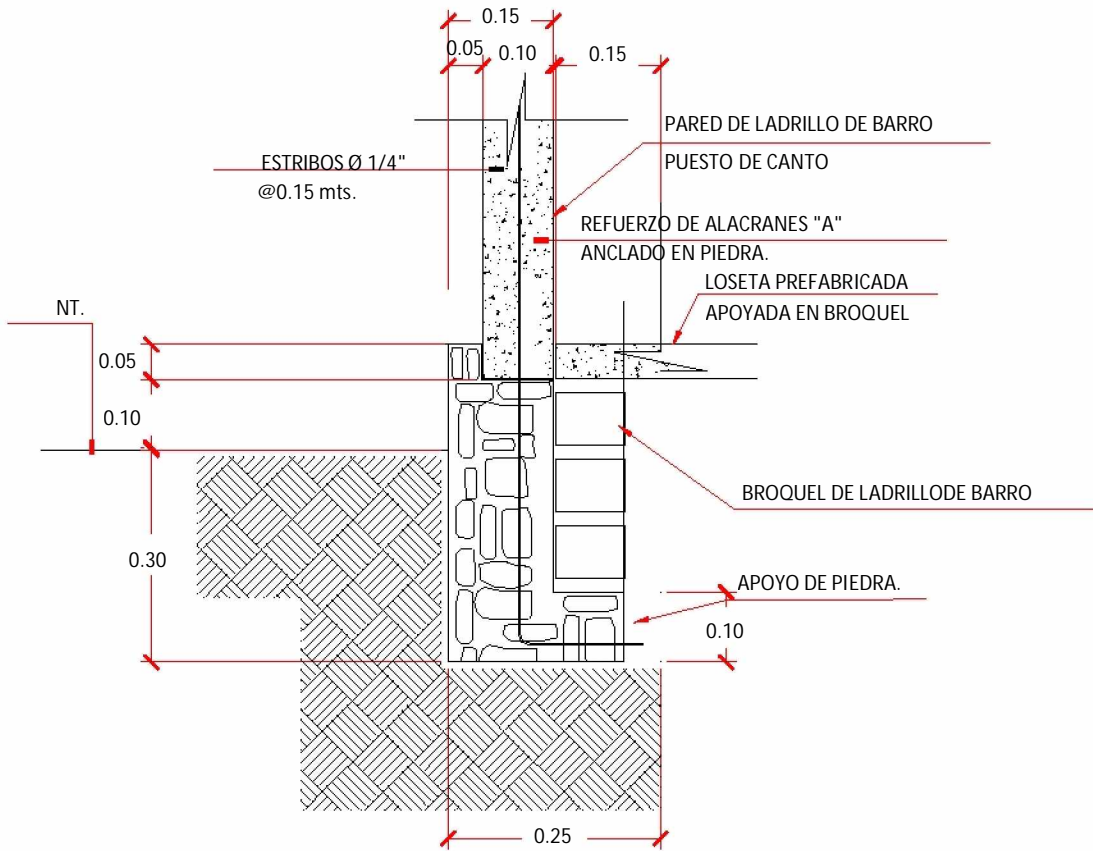
SECCION B-B. LETRINA HOYO SECO MODIFICADA SIN VENTILACION.

ESCALA 1: 25



PLANTA DE FUNDACIONES

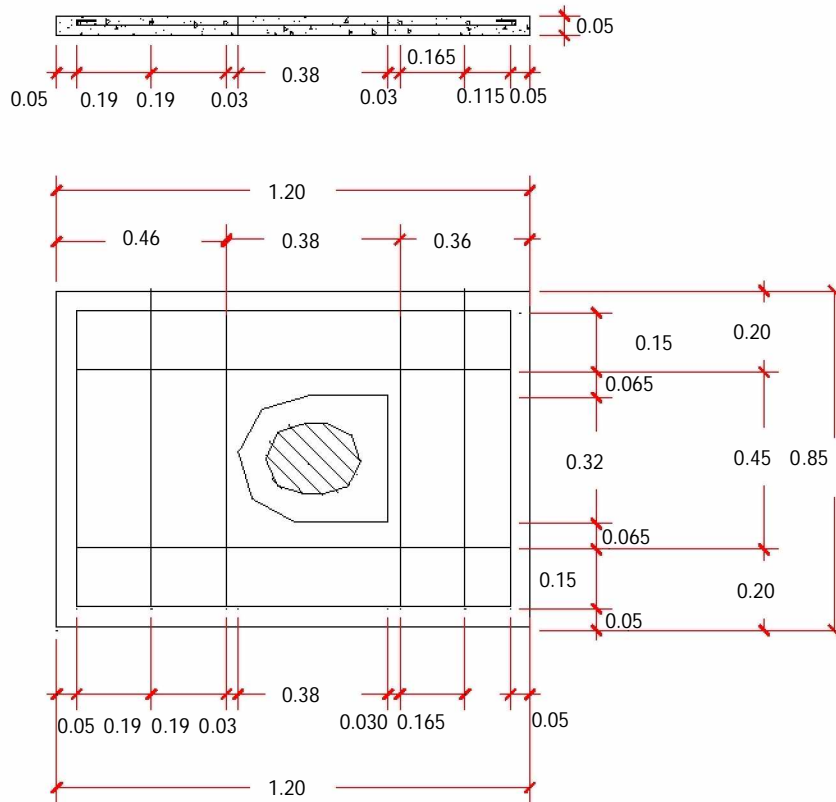
ESCALA 1: 25



**DETALLE " A" DE FUNDACION PARA LETRINA
HOYO SECO MODIFICADA. ESCALA 1: 10**

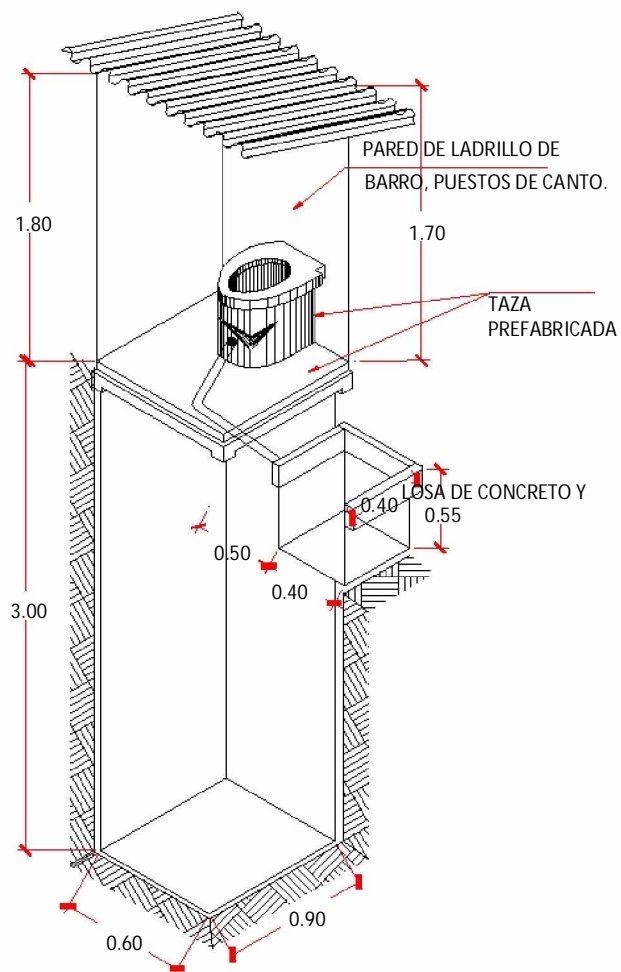
DETALLE DE PLANCHA DE LETRINA

ESCALA 1: 25



CONCRETO 1:2:2 o MORTERO 1:2

HIERRO Ø 1/4"



**ISOMETRICO. LETRINA HOYO SECO MODIFICADA SIN VENTILACION
SIN ESCALA.**

ANEXO 3

PLANOS DE LAS PLANTAS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA LA CIUDAD DE SAN JOSE
GUAYABAL

ANEXO 4

PLANOS DEL ALCANTARILLADO SANITARIO POR BOMBEO DE LA CIUDAD DE SAN JOSE GUAYABAL

ANEXO 5

TABLAS PARA LA MEDICIÓN DE CAUDAL EN EL UNIDAD PARSHALL

TABLA DE CAUDALES PARA DIFERENTES TIRANTES EN EL PARSHALL

TIRANTE H (cm)	CAUDAL Q (m ³ /s)
8.3	9.7128
8.4	9.8924
8.5	10.0731
8.6	10.255
8.7	10.438
8.8	10.6221
8.9	10.8074
9	10.9937
9.1	11.1811
9.2	11.3697
9.3	11.5593
9.4	11.75
9.5	11.9418
9.6	12.1347
9.7	12.3286
9.8	12.5236
9.9	12.7196
10	12.9167
10.1	13.1149
10.2	13.3141
10.3	13.5143
10.4	13.7156
10.5	13.9179
10.6	14.1212
10.7	14.3255
10.8	14.5309
10.9	14.7372
11	14.9446
11.1	15.1529
11.2	15.3623
11.3	15.5727
11.4	15.784
11.5	15.9963

TIRANTE H (cm)	CAUDAL Q (m ³ /s)
11.6	16.2096
11.7	16.4239
11.8	16.6392
11.9	16.8554
12	17.0726
12.1	17.2908
12.2	17.5099
12.3	17.73
12.4	17.951
12.5	18.1729
12.6	18.3958
12.7	18.6197
12.8	18.8445
12.9	19.0702
13	19.2968
13.1	19.5244
13.2	19.7529
13.3	19.9823
13.4	20.2126
13.5	20.4439
13.6	20.676
13.7	20.9091
13.8	21.1431
13.9	21.3779
14	21.6137
14.1	21.8503
14.2	22.0879
14.3	22.3263
14.4	22.5656
14.5	22.8058
14.6	23.0469
14.7	23.2889
14.8	23.5317

TIRANTE H (cm)	CAUDAL Q (m ³ /s)
14.9	23.7754
15	24.02
15.1	24.2654
15.2	24.5117
15.3	24.7589
15.4	25.0069
15.5	25.2558
15.6	25.5055
15.7	25.7561
15.8	26.0075
15.9	26.2597
16	26.5129
16.1	26.7668
16.2	27.0216
16.3	27.2772
16.4	27.5337
16.5	27.7909
16.6	28.0491
16.7	28.308
16.8	28.5678
16.9	28.8283
17	29.0897
17.1	29.3519
17.2	29.615
17.3	29.8788
17.4	30.1435
17.5	30.4089
17.6	30.6752
17.7	30.9423
17.8	31.2101