



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DE LAS INSTALACIONES HIDROSANITARIAS PARA LA ESTACION DE
SEVICIO PUMA DE LA CUIDAD DE SANTO TOMAS, DEPARTAMENTO DE
CHONTALES.”**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Luis Alfredo Bravo Murillo

Br. Mauricio Sadir Mairena Sevilla

Tutor

Ing. María Elena Baldizon Aguilar

Managua, Enero 2019

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de investigación profesional primeramente a Dios, a mi Madre Lisseth del Socorro Murillo Obando, a mi abuelita Calixta Josefina Obando Galeano y a mi hermano Omar Sebastián Murillo por el deseo de superación y amor que me brindan cada día, en que han sabido guiar mi vida por el sendero de la verdad a fin de poder honrar a mi familia con los conocimientos adquiridos, brindándome el futuro de su esfuerzo y sacrificio por ofrecerme un mañana mejor.

Luis Alfredo Murillo Bravo.

AGRADECIMIENTO

Agradezco primeramente a Dios por haberme brindado el regalo de la vida y por permitirme tener tan buena experiencia dentro de mi universidad, gracias a mi universidad por permitirme convertirme en ser un profesional en lo que tanto me apasiona, gracias a cada maestro que hizo parte de este proceso en especial a mi tutora Ing. María Elena Baldizón por haberme guiado y brindado todo su apoyo y sabiduría en el transcurso de este trabajo, que perdura dentro de los conocimientos y desarrollo de las demás generaciones que están por llegar.

Y para finalizar, también agradezco a todos los que fueron mis compañeros de clase durante todos los niveles de universidad ya que gracias al compañerismo, amistad y apoyo moral han aportado en alto porcentaje a mis ganas de seguir adelante en mi carrera profesional.

Luis Alfredo Bravo Murillo.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de investigación profesional primeramente a Dios, a mi Madre Eneyda Valentina Sevilla Mejía, a mi hermano José Mario Mairena Sevilla quienes me impulsaron a seguir adelante y alcanzar mis metas y por acompañarme en el sacrificio constante y por el apoyo en todos los aspectos.

Mauricio Sadir Mairena Sevilla.

AGRADECIMIENTO

Gracias te doy Dios Padre, Dios de los pobres y de los ricos por permitirme finalizar mis estudios universitarios.

Agradezco a mi tutora Ing. María Elena Baldizón por haberme guiado y brindado todo su apoyo y sabiduría en el transcurso de este trabajo.

A mis compañeros de la carrera de Ing. Civil Elián Joel Hernández, Elmer Raúl Mejía y Jocksan Arisleder Palacios por su incondicional y desinteresado apoyo por el cual siempre estuvieron a mi disposición para trabajar conmigo durante la investigación.

Mauricio Sadir Mairena Sevilla.

RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO

El presente documento contiene la Memoria de Cálculo de las Obras Hidrosanitarias e hidráulicas para la Estación de Servicio Puma de Santo Tomas, departamento de Chontales, que se ubica en la intersección que limita al norte barrio Suyapa, al sur barrio Santiago, al este barrio Jaime Iazo, al oeste barrio Sandino.

Esta gasolinera es existente, y se reemplazarán los tanques de Combustible, pero será remodelada el área de Canopia, descarga y área de nuevas oficinas, por lo tanto, se diseñaron los sistemas de Agua Potable, Red de alcantarillado sanitario y pluvial de toda la estación.

Las instalaciones sanitarias estudiadas en este caso son del tipo domiciliario e industrial, donde se consideran los aparatos sanitarios de uso público y las aguas oleaginosas producto de derrames en piso, estos requieren un cuidadoso y estudiado diseño; en forma general las instalaciones sanitarias incluyen las líneas de distribución de agua (agua fría), los aparatos sanitarios, las tuberías de desagüe y la ventilación, las de drenaje de agua de lluvia, así como equipos complementarios.

Las actividades que se desarrollan en esta gasolinera es el almacenamiento y distribución de combustible y requieren de medidas particulares de seguridad en el manejo de los desechos líquidos de manera que no contaminen el ambiente y que cumplan con las Normas Técnicas del MARENA NTON 05004-01.

Por encontrarse la gasolinera en zona urbana, ya cuentan con servicio de agua potable donde la fuente de agua se capta por conexión a la red pública (ENACAL), pero como existe poca presión, se instalará una Cisterna (almacenamiento) para almacenar agua, para posteriormente a través de un sistema hidroneumático (Bombeo contra la red) distribuirlo a la red interna de la Estación. El sistema fue diseñado dejando un by pass para que se pueda abastecer directamente la red en casos donde no se requiera de mucha presión.

Las aguas residuales domésticas se recolectarán y se le dará tratamiento en el sitio, debido a que no existe alcantarillado público, además las aguas industriales serán pre-tratadas en un Interceptor de tres cámaras y su función es separar las sustancias oleaginosas y las partículas sólidas a través de la sedimentación y flotación. Una vez que los aceites y combustibles han sido separados el flujo del agua se dispondrá en un pozo de Infiltración el cual será común para la disposición del agua residual doméstica, previamente tratadas en un tanque séptico

Con relación al drenaje pluvial, las aguas producto de la escorrentía de los techos de la Canopia y oficinas se captarán por medio de canales, bajantes y tuberías para drenar a pozos de Infiltración ubicados en las áreas verdes de la gasolinera. Estos pozos almacenarán una parte de las aguas temporalmente y una parte escurrirá superficialmente debido a que los suelos tienen poca capacidad de infiltración.

El costo total de las obras Hidrosanitarias e hidráulicas diseñadas es de aproximadamente C\$ 1,091,586.84 equivalente a U\$ 34,219.23.

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación	3
1.4 Objetivos	4
1.4.1 Objetivo general.....	4
1.4.2 Objetivos específicos.....	4
CAPITULO II. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SITIO DE ESTUDIO	5
Descripción del sitio	5
Localización.....	6
Macro-localización del proyecto.	6
2.2.2 Micro-localización del proyecto	7
2.3 Sistema existente	7
CAPITULO III. MARCO TEÓRICO	9
Definiciones	9
3.1.1 Instalaciones hidrosanitarias.....	9
3.1.2 Instalación hidráulica	9
3.1.3 Instalación Sanitaria	9
3.1.4 Demanda de agua potable	10
3.1.5 Aguas residuales.....	10
3.1.6 Red de recolección de alcantarillado sanitario.....	10
3.1.7 Aguas pluviales.....	11
Sistemas de Agua potable	11
3.2.1 Sistemas de Abastecimiento en un Edificio.....	11
3.2.1.2.1 Equipo hidroneumático.....	12
Tuberías	12
3.2.2.2 Pérdidas locales.....	13
3.2.3 Estimación de caudales o Consumos y demandas de agua	14
3.3 Sistema de Evacuación de Aguas residuales	15
3.3.1 Aguas residuales.....	15
3.3.2 Red de Evacuación de Aguas residuales o Drenaje sanitario.....	16
3.3.2.1 Tuberías de Evacuación	16

3.3.2.2 Desagües	17
3.3.2.2.1 Ramales horizontales (derivaciones)	17
3.3.2.2.2 Verticales ó Bajantes (columnas)	17
3.3.2.2.3 Colectores (cloacas)	17
3.3.2.3 Tuberías de ventilación	18
3.3.2.4 Obturadores hidráulicos o Sifones	18
3.3.3 Caudales de aguas residuales industriales	18
3.3.4 Interceptor de Hidrocarburos.	19
3.4 Sistema de Aguas pluviales	19
3.4.1 Caudales de aguas de escorrentía	19
3.4.1.1 Coeficiente de escorrentía	20
3.4.1.2 Curvas de intensidad de lluvia.....	21
3.4.2 Captación, conducción y descarga de aguas pluviales	21
3.4.2.1 Canales.....	21
3.4.2.2 Bajantes	22
3.4.2.3 Pozos de Infiltración de agua pluvial	22
CAPITULO IV. METODOLOGÍA.	23
4.1 Estudios básicos	23
4.1.1 Recopilación de información.....	23
4.1.2 Levantamiento Topográfico	24
4.1.3 Estudio de suelos	24
4.2 Sistema de agua potable	24
4.2.1 Consumo de agua potable.....	25
4.2.2 Demanda de agua.	25
4.2.3 Fuente de abastecimiento.....	26
4.2.4 Red de distribución.	26
4.2.4.3 Método de Hunter	28
4.2.4.4 Factor de simultaneidad.....	29
Fuente: U.S Department of Commerce Building Code	31
4.2.4.5 Velocidades máximas permisibles.....	31
4.2.4.6 Diámetros y presiones mínimas según artefacto	32
Fuente: U.S Department of Commerce Building Code	33
4.2.5 Cálculo de acometida	33

4.2.5.2 Pérdidas en las tuberías.	34
4.2.5.3 Presión mínima requerida.	34
4.2.6 Almacenamiento.	35
4.2.7 Sistema hidroneumático – equipo de bombeo.	36
4.3 Sistema de aguas residuales.....	37
4.3.1 Gastos de aguas negras domésticas.....	37
4.3.1.1 Aportación de aguas negras domésticas.....	37
Gastos máximo instantáneo de aguas negras.....	37
4.3.2 Hidráulica de las tuberías de recolección.....	39
4.3.3 Sistema de Tratamiento de Aguas de Aguas Residuales Domésticas.....	40
4.3.3.1 Población de diseño.....	40
4.3.3.2 Aportes de aguas residuales.....	41
4.3.3.4 Sistema de Tratamiento Propuesto.....	41
4.3.4 Sistema de aguas residuales industriales.....	43
4.3.4.1 Caudales de aguas residuales industriales.....	44
4.3.4.2 Captación y drenaje de las aguas residuales industriales.....	45
4.3.4.2.1 Canales con rejillas.....	46
4.3.4.2.2 Tuberías.....	46
4.3.4.2.3 Caja Interceptora de Hidrocarburos.....	47
4.3.4.2.4 Pozo de Absorción.....	48
4.4 Sistema de aguas pluviales.....	50
4.4.1 Cálculo de Caudales.....	50
4.4.1.1 Coeficiente de escorrentía.....	51
4.4.1.2 Intensidad de lluvia.....	52
4.4.1.2.1 Curvas de Intensidad de Lluvia.....	52
4.4.2 Descarga pluvial – bajante.....	52
4.4.3 Cajas de Registro y bocas de limpieza.....	53
4.4.4 Elementos del sistema de drenaje pluvial.....	53
4.4.4.1 Captación, conducción y descarga de aguas pluviales – canales.....	54
4.4.4.2 Pendiente y velocidades.....	55
CAPITULO V. RESULTADOS.	56
5.1 Agua potable.....	56
5.1.1 Acometida.....	56

5.1.2 Demanda Instantánea	56
5.1.3 Almacenamiento	57
5.1.4 Equipo de Bombeo	58
5.1.5 Tanques Hidroneumáticos	60
5.1.6 Red de distribución	60
Sistemas de Aguas Residuales Domésticas	65
5.2.1 Caudal de aguas residuales domésticas	65
5.2.2 Red de Alcantarillado sanitario	65
5.2.2.1 Trazado de red doméstica	65
5.2.3 Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas.....	68
5.2.3.1 Fosa Séptica	68
5.2.3.2 Filtro Anaerobio de flujo Ascendente (FAFA)	70
5.2.4 Sistema de Aguas Residuales Industriales	70
5.2.4.1 Caudal de aguas residuales industriales.....	70
5.2.4.3 Tratamiento de las Aguas Residuales Industriales.....	74
5.2.4.3.2 Disposición final	74
5.3 Drenaje Pluvial	75
5.3.1 Drenaje de techos	75
5.3.2 Canales.	76
5.3.3 Bajantes.	76
5.3.4 Tuberías.....	77
5.3.4 Cajas de Registro Pluvial.....	78
5.3.5 Pozo de Infiltración Pluvial	78
5.4 Resumen de Obras Propuestas	80
5.4.1 Sistema de Agua Potable.....	80
5.4.1.3.3 Tanques Hidroneumáticos.	81
5.4.2 Sistema de Aguas Residuales	81
5.4.2.2 Tratamiento de aguas residuales	82
5.4.2.2.1 Tanque séptico	82
5.4.2.2.2 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA).....	82
5.4.2.2.3 Pozo de Infiltración	82
5.4.3 Sistema de Aguas Residuales Industriales	83
5.4.3.1 Canales con Rejilla.....	83

5.4.3.2 Tuberías de Drenaje de Aguas Residuales industriales.....	83
5.4.3.3 Interceptor	83
5.4.3.4 Pozo de Infiltración	84
5.4.4 Sistema de Aguas Pluviales	84
5.5 Presupuesto de Obras propuestas	85
5.5 Manual de actividades para la operación y mantenimiento de las obras propuestas.....	86
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	87
Conclusiones	87
Recomendaciones	88
Anexo 1. Tablas y gráficos Tabla 1-1 Factor de uso según número de artefactos	91
Gráfica I-1. Curva de Hunter.....	92
Tabla de coeficientes de Hazen – Williams.	92
Anexo 2. Curva característica para la selección de la bomba	93
Anexo 3. Especificaciones de Sistema Hidroneumático.	94
Apéndice A. Estudio de Suelos. Análisis de infiltración del suelo	99
Apéndice B. Manual de Operación y Mantenimiento del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domesticas e Industriales.....	103
1. Sistema de Aguas Residuales Domésticas.	103
1.1 Cajas de registro.....	103
1.2 Tanque Séptico y FAFA.....	103
II. Operación y Mantenimiento	104
2.1 Requerimientos	104
2.2 Mantenimiento	105
2.2.1. Tanque séptico y FAFA.	105
2.3.6 Pozos de Infiltración.....	108
Apendice C. Costos de Obras Propuestas.....	113
Apéndice D. Planos de Monografía	116

Bibliografía

ANEXOS

ANEXO 1. TABLAS Y GRÁFICOS TABLA 1-1 FACTOR DE USO SEGÚN NÚMERO DE ARTEFACTOS	91
ANEXO 2. CURVA CARACTERÍSTICA PARA LA SELECCIÓN DE LA BOMBA.....	93
ANEXO 3. ESPECIFICACIONES DE SISTEMA HIDRONEUMÁTICO.	94

Índice de Figuras

FIGURA. 1 MACRO LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	6
FIGURA. 2 MICRO LOCALIZACIÓN DE PROYECTO	7
FIGURA. 3 CURVA INTENSIDAD - FRECUENCIA - DURACIÓN DE LAS LLUVIAS.....	45
FIGURA. 4 RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	62
FIGURA. 5 RED DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	66
FIGURA. 6 UBICACIÓN DE CANALES CON REJAS.....	72

Índice de Tablas

TABLA. 1 DOTACION MINIMA RECOMENDADA POR LA ORGANIZACION MUNCIAL DE LA SALUD (OMS).....	25
TABLA. 2 GASTOS DE ARTEFACTOS, MÉTODO DE BUILDING CODE.....	28
TABLA. 3 GASTOS DE ARTEFACTOS - MÉTODO DE HUNTER.....	29
TABLA. 4 FACTOR DE SIMULTANEIDAD.....	30
TABLA. 5 VELOCIDAD Y CAUDAL MÁXIMOS ADMISIBLES	32
TABLA. 6 DIÁMETRO Y PRESIÓN MÍNIMA REQUERIDO.....	32
TABLA. 7 SELECCIÓN DE DIÁMETROS DE AGUA POTABLE.....	34
TABLA. 8 PRESIÓN MÍNIMA EN EL ARTEFACTO	35
TABLA. 9 UNIDADES DE DESCARGAS DE APARATOS SANITARIOS.....	38
TABLA. 10 UNIDADES DE DESCARGA DE APARATOS SANITARIOS NO ESPECIFICADOS.....	38
TABLA. 11 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	51
TABLA. 12 INTENSIDADES DE LLUVIA DE LA ESTACIÓN JUIGALPA.....	52
TABLA. 13 CAUDALES MÁXIMOS EN BAJANTES DE DESAGÜES DE AGUAS DE LLUVIA.....	53
TABLA. 14 PENDIENTE DE LOS CONDUCTORES DE DESCARGA Y COLECTORES	55
TABLA. 15 CALCULO DE ACOMETIDA	56
TABLA. 16 CALCULO DE DEMANDA INSTANTÁNEA	57
TABLA. 17 CALCULO DE CONSUMO PROMEDIO	57
TABLA. 18 CALCULO DE CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO.....	58
TABLA. 19 DIMISIONES DE CISTERNA.....	58
TABLA. 20 CALCULO DE CARGA TOTAL DINÁMICA DEL EQUIPO DE BOMBEO.....	58
TABLA. 21 CALCULO DE POTENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO	59
TABLA. 22 CALCULO DE LAS PERDIDAS.....	59
TABLA. 23 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA RED DE AGUA POTABLE.....	63
TABLA. 24 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	67
TABLA. 25 DIMENSIONES DE FOSA SÉPTICA.....	68
TABLA. 26 CALIDAD DE EFLUENTE DE FOSA SÉPTICA.....	69
TABLA. 27 DIMENSIONES FAFA	70
TABLA. 28 CALIDAD DEL EFLUENTE DEL FAFA	70
TABLA. 29 CALCULO DE CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES	71
TABLA. 30 CALCULO HIDRÁULICO DE CANALES.....	72
TABLA. 31 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	73
TABLA. 32 CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS DE LA RED ALCANTARILLADO SANITARIO	73
TABLA. 33 DIMENSIONES DE INTERCEPTOR DE HIDROCARBUROS.....	74
TABLA. 34 CALCULO DEL POZO DE INFILTRACIÓN.....	75
TABLA. 35 CAUDALES PLUVIALES.....	76

TABLA. 36 CANALES DE TECHO	76
TABLA. 37 DIÁMETROS DE BAJANTES	77
TABLA. 38 CALCULO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS DE DRENAJE PLUVIAL	77
TABLA. 39 DIMENSIONAMIENTO DE TUBERÍAS DE DRENAJE PLUVIAL	78
TABLA. 40 CALCULO HIDRÁULICO DE POZO DE INFILTRACIÓN	79
TABLA. 41 TUBERÍAS DE RED DE AGUA POTABLE	80
TABLA. 42 DIMENSIONES DE INTERCEPTOR DE GRASAS	83
TABLA. 43 DIMENSIONES DEL POZO DE INFILTRACIÓN	84
TABLA. 44 CAPTACIÓN DE PLUVIALES DE TECHO	84
TABLA. 45 RESUMEN DE COSTOS DE OBRAS PROPUESTAS	86

Índice de Formulas

ECUACIÓN. 1 FORMULA GENERAL	13
ECUACIÓN. 2 VELOCIDAD	27
ECUACIÓN. 3 PERDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN	27
ECUACIÓN. 4 DIÁMETRO DE LA ACOMETIDA	33
ECUACIÓN. 5 VOLUMEN DE CISTERNA	35
ECUACIÓN. 6 POTENCIA DE LA BOMBA	36
ECUACIÓN. 7 POTENCIA TOTAL DE LA BOMBA	36
ECUACIÓN. 8 APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS DOMESTICAS	37
ECUACIÓN. 9 MANNING	39
ECUACIÓN. 10 CONTINUIDAD EN TUBERÍAS PARCIALMENTE LLENAS	39
ECUACIÓN. 11 GASTO DEL CONDUCTO	40
ECUACIÓN. 12 VOLUMEN ÚTIL DE FILTRO ANAEROBIO	42
ECUACIÓN. 13 CAUDAL DE ESCORRENTÍA	44
ECUACIÓN. 14 VOLUMEN DE CAJA INTERCEPTORA DE HIDROCARBUROS	47
ECUACIÓN. 15 VOLUMEN DE POZO DE ABSORCIÓN	49

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Las instalaciones hidrosanitarias para el desarrollo deben conjugarse en varios aspectos necesarios y fundamentales, que además de ser vitales, proporcionan comodidades y un buen nivel de vida. Uno de estos servicios es el agua para el consumo humano, así como su evacuación después del uso.

El estado satisfactorio de un sistema hidrosanitario depende mucho de la planificación interior que este tenga en cuanto a ventilación, iluminación, sistema de abastecimiento de agua, red de drenaje, etc. Esto implica una situación en la que se ven involucradas distintas especialidades de la ingeniería, las cuales deben trabajar de la mano para conseguir satisfacer las necesidades del usuario.

Las actividades desarrolladas en la Estación de Servicio, de Santo Tomás, Chontales, corresponden básicamente al expendio de combustibles (gasolina, Diésel y kerosén) al público y servicios anexos como lavado de vehículos (carrocería, motor y chasis), lubricación y engrase, así como mantenimiento sencilla de vehículos (cambio de aceite y de filtros).

La operación principal de la estación de servicio comienza con el llenado de combustible de los tanques de almacenamiento subterráneos y luego la venta de los mismos a los usuarios finales mediante el llenado de los tanques de los automóviles o vehículos mayores.

En todas las actividades y operaciones que se realizan se generan pequeños derrames que con el agua de lavado de las áreas escurren superficialmente hacia la caja de agua pluvial existente que descarga a una cisterna, sin previo tratamiento, donde es bombeada nuevamente para reuso, debido a que el sistema de agua potable es muy deficiente, lo que afecta negativamente al ambiente; por tanto, para mitigar estos impactos se recomendó la construcción de obras hidrosanitarias adecuadas al caso en particular.

Entre los factores referidos uno de mayor importancia en un proyecto es el sistema hidrosanitario, que en todo caso es una especialidad del ingeniero sanitario, el cual debe dar solución a dicha necesidad y diseñar según las normativas establecidas en el país. Algunos de los detalles constructivos de los sistemas pueden variar, pero los principios básicos de saneamiento y seguridad son iguales en todos lados.

El desarrollo de este proyecto se llevó a cabo en el municipio de Santo Tomas, departamento de Chontales, donde se ubica la estación de servicio objeto de estudio. El objetivo principal fue realizar el diseño hidrosanitario de la estación que cumpla con las normas y reglamentos nacionales y además con la mayor calidad de construcción.

1.2 Antecedentes

En los últimos años han aumentado las construcciones a nivel nacional. El panorama en la mayoría de las ciudades de Nicaragua ha venido cambiando con el aumento de viviendas, centros comerciales y corporativos; siguiendo una tendencia mundial por la construcción de diversos edificios para variados usos.

Uno de estos tipos de edificaciones son las estaciones de servicio o gasolineras, las cuales funcionan como un punto de venta de combustible y lubricantes para vehículos de motor.

Desde de la década de los 90's en la ciudad de Santo Tomás existió una estación de servicio, la cual operaba bajo contrato de exclusividad de la multinacional ESSO. A partir del año 2012, alrededor de 37 estaciones de servicio que operaban bajo la marca ESSO fueron adquiridas por la empresa *Puma Energy*, la multinacional que hasta el año 2015 controlaba el 33% del mercado de la distribución de combustibles en Nicaragua.

La estación se ubica en el barrio pablo Úbeda, frente al supermercado Pali. Mientras existió la estación de servicio contaba con cuatro surtidores de combustible a partir de dos unidades de despacho. Contaba con dos unidades de almacenamiento (tanques soterrados) de combustibles de 5000 galones cada uno.

La capacidad instalada de la estación se consideraba suficiente para abastecer a cerca de 1200 vehículos diariamente.

1.3 Justificación

Generalmente la construcción de estaciones de servicio se encuentra asociada a beneficios económicos de largo alcance para la región donde se implanta el proyecto, de ahí su importancia estratégica para los planes de desarrollo de la zona a fin de generar fuentes de trabajo e ingreso de divisas a partir de la prestación de servicios.

Desde el punto de vista de la prestación de servicios de calidad, es necesario el diseño de un sistema hidrosanitario, el cual comprende la conducción y distribución de agua potable, aguas residuales y pluviales. El sistema diseñado debe cumplir con las normas vigentes, ser eficiente y de costo razonable, esto con el fin primordial de beneficiar directamente a los usuarios y trabajadores de la estación de servicio, así como al medio ambiente pues se eliminarán las fuentes de contaminación asociadas a la descarga de aguas residuales domésticas e industriales.

Actualmente en Nicaragua, para el diseño y construcción de estaciones de servicios y auto lavados se exige que cuenten con un sistema de suministro de agua potable, red evacuación de aguas residuales y pluviales, así el tratamiento adecuado de las aguas oleaginosas.

Específicamente en el tratamiento de las aguas oleaginosas (consideradas industriales) se debe cumplir con la NTON 05 004-01.- Norma Técnica Ambiental para las Estaciones de Servicios Automotor.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- ❖ Diseñar las instalaciones hidrosanitarias para la estación de servicio PUMA de la ciudad de Santo Tomás, departamento de Chontales.

1.4.2 Objetivos específicos

- ❖ Calcular las demandas de agua potable y aportes de aguas residuales según el uso del edificio y tipo de artefactos a utilizar.
- ❖ Diseñar la red de agua potable y de recolección del alcantarillado sanitario interno del edificio y del sistema de tratamiento en caso de ser requerido.
- ❖ Calcular la red de drenaje para aguas pluviales del techo y áreas de estacionamiento.
- ❖ Diseñar el sistema de tratamiento de aguas residuales industriales (oleaginosas) según las normas correspondientes.
- ❖ Elaborar presupuesto del sistema hidrosanitario.
- ❖ Elaborar manual de actividades para la adecuada operación y mantenimiento de las obras propuestas.

CAPITULO II. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SITIO DE ESTUDIO

Descripción del sitio

Santo Tomás es un municipio del departamento de Chontales de Nicaragua, Se localiza a 180 kilómetros de la Capital Managua y a 40 kilómetros de la sede del departamento de Chontales, Juigalpa. Por lo general se le llama Santo Tomás Chontales en la búsqueda de diferenciarlo con el municipio de Santo Tomás del Norte perteneciente al departamento de Chinandega. El nombre de Santo Tomás se debe a que el presidente Tomás Martínez, al autorizar el traslado al nuevo asentamiento lo honró con su nombre y lo confirmó en su visita de inauguración.

El territorio se extiende desde la ascendente estribaciones orientales de la cordillera de Amerrisque y los llanos descendientes a la Costa Atlántica, tiene una extensión territorial 450 kilómetros cuadrados ocupando el octavo lugar entre los municipios del departamento de Chontales.

El municipio de santo Tomás se caracteriza por tener una zona con un terreno irregular al Sudeste de las estribaciones de la Serranía de Amerrisque a una altitud aproximada de 410.8 msnm. Y un área de 450km².

La Estación de Santo Tomás con una elevación de 400 msnm, se puede observar que en el primer subperíodo los meses con mayores acumulados son junio y julio con 245.3 y 267.9 mm respectivamente. En el segundo subperíodo se observa que septiembre es el mes más lluvioso con 247.0 mm. El promedio anual es de 1610.6 mm. Al igual que en los dos primeros casos los meses con menores acumulados son marzo y abril con 11.8 y 18.7 mm respectivamente.

El terreno en su mayoría está compuesto por cerros. Las llanuras comprenden aproximadamente un 40% del territorio con ondulaciones cuyas diferencias entre ellas no son significativas. A esta situación no se escapa el casco urbano el cual se encuentra inmerso en terrenos de alturas variables siendo la parte más alta la localizada en el sector del barrio Bella Vista en el oeste de la ciudad luego en el sector

de la iglesia parroquial en el costado este de la ciudad se levanta la topografía, teniendo pendiente hacia el oeste en dirección a la carretera, luego la pendiente toma dirección tanto norte en dirección hacia Juigalpa como hacia el sur en dirección a Villa Sandino, en este sector en orden transversal la pendiente es uniforme a ambos lados de la carretera hasta el punto de finalización del barrio, no así en dirección norte, en donde la pendiente baja en dirección este - oeste presentando la depresión al este de la carretera y una pequeña montaña al oeste, bajando aún más el terreno en dirección a la salida hacia el municipio de San Pedro de Lóvago.

Localización

Macro-localización del proyecto.

La figura 1 se encuentra al sur este del departamento de Chontales, limita al norte y al oeste con el municipio de San Pedro de Lóvago, al este con el municipio de Villa Sandino y al sur con el municipio de Acoyapa y el departamento de Río San Juan.

Figura. 1 Macro localización del Proyecto



Fuente: Google

colocada una bomba hidroneumática que recicla el agua para reúso ya que en esta localidad se carece mucho del vital líquido.

Las aguas residuales domésticas (aguas grises) procedentes de la cocina son conducidas hacia el cauce que pasa por el costado este de la gasolinera y las aguas negras provenientes de los servicios de la oficina drenan a un sumidero ubicado en el sector norte de la misma.

Las aguas pluviales de los edificios se evacúan a través de los bajantes hacia una caja de registro y es conducida por medio de tuberías de 6" hacia una cisterna ubicada por el área de lavado, donde es bombeada para ser reutilizada.

CAPITULO III. MARCO TEÓRICO

Definiciones

3.1.1 Instalaciones hidrosanitarias

Es el conjunto de las instalaciones hidráulicas y las instalaciones sanitarias, las cuales tienen por objetivo una mayor conformidad para el residente que en este caso de una casa-habitación.

3.1.2 Instalación hidráulica

Es el conjunto de tuberías, equipo y accesorios que permiten la conducción del agua precedente de la red municipal, hasta los lugares donde se requiera.

Para poder comprender con claridad lo que abarca la instalación hidráulica, es necesario señalar que dicha instalación está compuesta por una red de agua fría y otra de agua caliente.

3.1.3 Instalación Sanitaria

La instalación sanitaria es el conjunto de tuberías, equipo y accesorios que permiten conducir las aguas de desecho de una edificación hasta el alcantarillado público, o a los lugares donde puedan disponerse sin peligro. Tienen por objeto:

- ❖ Retirar de las construcciones en forma segura, aunque no necesariamente económica, las aguas residuales y pluviales.
- ❖ Evitar que los gases y malos olores producidos por la descomposición de las materias orgánicas, salgan por donde se usan los muebles sanitarios o por las coladeras en general.

- ❖ Recolectar las aguas servidas que arrastran desechos y otros residuos, rápidamente a medida que se van produciendo en la edificación, hasta la red pública de Alcantarillado sanitario o Sistema de Tratamiento individual.

3.1.4 Demanda de agua potable

Es el agua estimada corresponde a la cantidad o volumen de agua usado por los sectores económicos y la población. Considera el volumen de agua extraído o que se almacena de los sistemas hídricos y que limita otros usos; contempla el volumen utilizado como materia prima, como insumo y el retornado a los sistemas hídricos.

3.1.5 Aguas residuales

Es el agua que se encuentra contaminada especialmente con materia fecal y orina de seres humanos o de animales. Aunque claro, no se reduce únicamente a esta presencia, asimismo, disponen de otras sustancias residuales provenientes del ámbito doméstico, industrial, agua de lluvia y la típica infiltración de agua en el terreno.

3.1.6 Red de recolección de alcantarillado sanitario

Se denomina alcantarillado (de alcantarilla, diminutivo de la palabra hispano-árabe alcántara «el puentecito») o también red de alcantarillado, red de saneamiento o red de drenaje al sistema de tuberías y construcciones usado para la recogida y transporte de las aguas residuales, industriales y pluviales de una población desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se vierten al medio natural o se tratan.

3.1.7 Aguas pluviales

Es un término utilizado para hacer referencia al agua que entra en el sistema de alcantarillado que se origina durante los fenómenos meteorológicos con precipitación como resultado de la lluvia, nieve, granizo, etc.

Sistemas de Agua potable

Los elementos fundamentales de un sistema de agua en edificios son los siguientes: acometida de entrada, o sea, conducto que une la red de abastecimiento de la ciudad a la red interna del edificio, medidor de gasto, instalaciones hidráulicas para el aumento de carga piezométrica (tanques de presión, estaciones de bombeo e instalaciones hidroneumáticas), equipos para nivelación de presiones en el sistema (válvula de alivio), red principal y de distribución de agua, bombas de circulación, válvulas, hidrantes, tomas de agua para jardín y limpieza de piso.

3.2.1 Sistemas de Abastecimiento en un Edificio

Los sistemas que se utilizan para abastecer a un edificio se pueden clasificar de la siguiente forma: Sistemas de abastecimiento directo, Sistemas de abastecimiento por gravedad, Sistemas de abastecimiento combinado y Sistemas de abastecimiento por presión.

3.2.1.1 Sistemas de abastecimiento directo

Cuando la alimentación de agua fría a los muebles sanitarios de las edificaciones se hace en forma directa de la red municipal sin estar de por medio de almacenamiento, tanques elevados, etc. Para efectuar el abastecimiento de agua en forma directa a todos y cada uno de los muebles de las edificaciones particulares, es necesario que

éstas sean en promedio de poca altura y que la red municipal se disponga de una presión tal, que el agua llegue a los muebles de los niveles más elevados con la presión necesaria para un óptimo servicio, aun considerando las pérdidas por fricción, obstrucción, cambios de dirección, ensanchamiento o reducción brusca de diámetros, etc.

3.2.1.2 Sistema de abastecimiento por presión.

El sistema de abastecimiento por presión es más complejo y dependiendo de las características de las edificaciones, tipo de servicio, volumen de agua requerido, presiones, simultaneidad de servicios, número de niveles, números de muebles, características de estos últimos, etc., puede ser resuelto mediante:

3.2.1.2.1 Equipo hidroneumático.

Los equipos hidroneumáticos son sistemas creados especialmente para los sistemas de abastecimiento y distribución de agua. Estos se emplean principalmente en edificios estaciones de servicio y se instalan con el objetivo de evitar la construcción de tanques elevados.

Tuberías

Son el elemento fundamental en la instalación del agua. La instalación y distribución del agua no es otra cosa que una serie de conexiones de tuberías con elementos de grifería.

Una tubería es un conducto formado por tubos que permiten el paso de líquidos o gases.

3.2.2.1 Pérdidas por fricción en tuberías

Representa las pérdidas de energía de un flujo hidráulico a lo largo de una conducción por efecto de rozamiento. Este rozamiento es debido a la viscosidad de los fluidos reales, ya que en su movimiento aparecen fuerzas cortantes entre las partículas fluidas y las paredes del contorno, entre las diferentes capas del fluido, lo que permiten, que en un tramo de conducción de fluido haya pérdida de energía.

3.2.2.2 Pérdidas locales

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas generalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como los cambios que se presentan en la geometría sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (válvulas y compuertas). Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de la fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración de flujo. Tal tipo de pérdida se le conoce como pérdida local. (G- Sotelo. Pág.: 296).

Las pérdidas de carga locales ocurren en determinados puntos en la tubería y se deben a la presencia de algo especial que se denomina genéricamente singularidad: un codo una válvula, un estrechamiento. (Hidráulica de tubería y canales –Arturo Rocha. Pág.: 150).

Para calcular las pérdidas locales de energía se utilizará la expresión siguiente:

Ecuación. 1 Formula general

$$h = k \cdot \frac{v^2}{2G}$$

h: pérdida de energía en m.

k: coeficientes sin dimensiones que depende del tipo de pérdidas que se trate del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.

$\frac{v^2}{2g}$: Carga de velocidad, aguas debajo de la zona de alteración de flujo.

El valor V corresponde a la sección que se localiza aguas debajo de la alteración (salvo aclaración en caso contrario).

3.2.3 Estimación de caudales o Consumos y demandas de agua

El objeto al diseñar los sistemas de abastecimiento de agua para edificios es asegurar el abastecimiento adecuado de agua a todos los accesorios en todo tiempo y lograr el dimensionamiento económico de la tubería.

Para hacer esto con una base racional, es necesario estimar tan exactamente como sea posible el probable gasto máximo de flujo o la demanda para la cual debería hacerse la provisión en cada porción del sistema, incluyendo el servicio de agua, las líneas principales de abastecimiento, tubos verticales, y ramales principales.

- El Consumo en un edificio es generalmente variable y depende:
 - ❖ Del uso del edificio (doméstico, industrial o comercial)
 - ❖ De las costumbres y hábitos de los ocupantes
 - ❖ Del sistema de distribución adoptado
 - ❖ Del uso de medidores

El Consumo de agua, sirve para determinar la capacidad de la fuente y los volúmenes de los tanques de almacenamiento según el sistema adoptado.

La demanda en los sistemas domésticos de abastecimiento de agua no puede ser determinada exactamente. Por el hecho de las mayorías de los accesorios de plomería en los edificios son usados intermitentemente, y la probabilidad de uso simultaneo de tales accesorios no puede ser establecido definitivamente. Además, cada tipo de accesorio de plomería produce su propio efecto de carga singular en el sistema.

Esto puede ser atribuido a (1) gasto promedio de abastecimiento requerido por un accesorio para el servicio satisfactorio, (2) duración del uso del accesorio, y (3) frecuencia del uso del accesorio.

En las instalaciones hidráulicas en edificios se puede considerar los siguientes consumos y caudales de agua potable:

- ❖ Consumo máximo diario: es el máximo volumen previsto para utilizarlo en 24 horas en la edificación.
- ❖ Caudal máximo posible: es el caudal instantáneo resultante en el uso simultáneo de todos los aparatos.
- ❖ Caudal máximo probable: es el caudal instantáneo obtenido en uso normal de los aparatos, esto es, llevando en cuenta una probabilidad de funcionamiento simultáneo de un determinado número de aparatos en cierto momento o durante un espacio de tiempo del día.

3.3 Sistema de Evacuación de Aguas residuales

La evacuación de aguas residuales es posible gracias a una red de drenaje, que permite agrupar y encaminar estos fluidos, desde su origen hasta los sistemas colectores, que agrupan aguas residuales, transportándolos desde allí, hasta su destino final, que no es otro que una planta para el tratamiento de estos líquidos contaminados.

3.3.1 Aguas residuales

Se clasifican las aguas residuales según su procedencia y en función de la materia en suspensión que transportan. En el caso de la Gasolinera se consideran dos tipos de aguas residuales:

- ❖ Aguas residuales Domésticas
- ❖ Aguas residuales industriales.

3.3.2 Red de Evacuación de Aguas residuales o Drenaje sanitario

La finalidad de una red de evacuación es la de conducir hacia el exterior del edificio las residuales sin causar molestias, humedades, ruidos ni malos olores a los ocupantes de las viviendas. Todo edificio que se instalen accesorios de plomería debe ser provisto de un sistema de drenaje sanitario para conducir las aguas negras desde el accesorio hasta un medio adecuado y apropiado de eliminación, tal como un sistema de alcantarillado sanitario o un sistema de eliminación privada, la cual debe de ajustarse a los reglamentos de la autoridad sanitaria.

El objetivo de recolección y tratamiento de las aguas industriales generadas en la estación de servicio es reducir las concentraciones de sólidos, grasas y aceites previniendo ingresen al Alcantarillado Público.

Los Elementos que componen la Red de A. Residuales de un edificio:

- ❖ Tubería De Evacuación
- ❖ Tubería De Ventilación
- ❖ Sifones.

3.3.2.1 Tuberías de Evacuación

Para que una red de aguas residuales sea eficiente debe cumplir los siguientes requisitos:

- ❖ Evacuación rápida de las aguas servidas.
- ❖ No permitir el paso de malos olores.
- ❖ Evitar focos de infección.
- ❖ Garantizar que no existan fugas de agua.
- ❖ Tener la suficiente resistencia y flexibilidad para que no sufra daños ante movimientos sísmicos.

Las tuberías para sistemas sanitarios y pluviales se fabricarán bajo la norma ASTM 2241 y el compuesto utilizado está clasificado en la norma ASTM 1784 como clase 1254-B.

3.3.2.2 Desagües

Conducto que inicia en los orificios de caída de los aparatos sanitarios, y termina en otro conducto de igual o mayor diámetro.

3.3.2.2.1 Ramales horizontales (derivaciones)

Son las tuberías horizontales con cierta pendiente, que enlazan los desagües de los aparatos sanitarios con las bajantes

3.3.2.2.2 Verticales ó Bajantes (columnas)

Son las tuberías verticales que recogen el vertido de las derivaciones y desembocan en los colectores, siendo por tanto descendentes, éstas van recibiendo en cada planta las descargas correspondientes a los aparatos sanitarios que recogen en las mismas.

3.3.2.2.3 Colectores (cloacas)

Son tuberías horizontales con pendiente que Reciben el agua al pie del bajante y lo conducen al alcantarillado de la red pública.

3.3.2.3 Tuberías de ventilación

La red de ventilación es un complemento indispensable para el buen funcionamiento de la red de evacuación, y principalmente en aquellas instalaciones donde ésta es insuficiente, ya que se produce una comunicación entre la red de evacuación interior del edificio con el interior de los locales sanitarios, con los consiguientes inconvenientes que esto provoca.

3.3.2.4 Obturadores hidráulicos o Sifones

Los obturadores hidráulicos o Sifones no son más que trampas hidráulicas que se instalan en los desagües de los muebles sanitarios y coladeras para evitar que los gases y malos olores producidos por la descomposición de las materias orgánicas, salgan al exterior precisamente por donde se usan los diferentes muebles sanitarios.

3.3.3 Caudales de aguas residuales industriales

El agua que cae sobre las zonas de distribución de combustible, llenado de tanques subterráneos y tanques de almacenamiento superficiales son susceptibles a ser mezcladas con hidrocarburos; por esta razón, el agua lluvia que cae sobre superficies de la estación que pueden contener hidrocarburos y el agua utilizada para el lavado de patios, debe manejarse como agua residual industrial ya que existe una alta probabilidad de estar contaminada. El caudal generado en estas zonas se calcula con base en el área expuesta y con base en las curvas de intensidad, frecuencia y duración de la lluvia en ese sector.

3.3.4 Interceptor de Hidrocarburos.

El funcionamiento del interceptor de hidrocarburos se basa en la diferencia de densidades de los hidrocarburos y las partículas de suelo con el agua que los arrastra hasta esta estructura de tratamiento. De manera que los primeros terminaran flotando sobre el agua y los segundos sobre el fondo del interceptor.

El interceptor propuesto en este proyecto consta de tres cámaras, teniendo, la primera, la capacidad de retener los materiales a ser separados del flujo de aguas servidas. Las dos cámaras restantes tienen la función de ir mejorando sucesivamente la calidad del flujo hasta asegurar que el mismo se descargue al pozo de infiltración libre de hidrocarburos y solo con una mínima cantidad de partículas de suelo en suspensión.

3.4 Sistema de Aguas pluviales

Las aguas de lluvias provenientes de techos, azoteas y áreas pavimentadas o impermeables de las edificaciones deberán conducirse a los sistemas públicos de recolección de aguas de lluvias utilizando un sistema de recolección independiente de las aguas negras. Está compuesto por canales, tragantes y conductos soterrados de forma circular; con la finalidad de captar, concentrar y transportar a su disposición final el agua de lluvia proveniente del escurrimiento de las áreas de techos en este caso específico, para cualquier evento de lluvia.

3.4.1 Caudales de aguas de escorrentía

La fórmula del Método Racional es el modelo más antiguo de la relación lluvia-escurrimiento y es una herramienta muy utilizada debido a su gran simplicidad en el proceso de cálculos, además de la poca exigencia en la información ya que los datos básicos (área de techo y exterior de la edificación, la altura o intensidad de la precipitación) se determinan directamente del plano arquitectónico y de conjunto y se procesan por la aplicación de fórmulas sencillas.

El caudal calculado por el Método Racional se acerca más a la realidad en la medida en que el coeficiente de escorrentía seleccionado se ajusta a las condiciones del proyecto. La limitante más importante para la aplicación del método racional corresponde a la medición de descargas de pequeños drenajes.

Se adapta muy bien para la determinación de la escorrentía para drenaje superficial y descargas para alcantarillas pluviales. Se obtienen mejores resultados para cuencas no mayores de 500 hectáreas (5 Km²).

El Método Racional siempre sobrestima el escurrimiento, con errores apreciables al crecer el tamaño del área a drenar. De aquí que este método es solo confiable para áreas pequeñas.

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

3.4.1.1 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente C es una medida de la proporcionalidad de la lluvia que se convierte en escorrentía. En un techo de metal, casi toda la lluvia se convertirá en escorrentía, de manera que $C = 1$, mientras que, en suelos bien arenosos bien drenado, donde las nueve décimas partes de la lluvia penetran la tierra, el valor de $C = 0.1$.

El coeficiente de escorrentía varía apreciablemente de un área a otra y de una tormenta a otra, debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores de C representativos de acuerdo con ciertas características de las áreas.

Los factores que influyen en el coeficiente de escorrentía:

- ❖ Tipo de suelo de la cuenca.
- ❖ Uso de la cuenca.
- ❖ Pendiente del terreno del drenaje no canalizado.

3.4.1.2 Curvas de intensidad de lluvia

Estas relaciones presentan la variación de la intensidad de la lluvia de distintas duraciones, asociadas a diferentes probabilidades de ocurrencia, son útiles para estimar indirectamente el escurrimiento proveniente de cuencas pequeñas esencialmente impermeables, en función de la lluvia caída. Estas curvas tienen usualmente una forma de tipo exponencial, donde la intensidad, para una misma frecuencia, disminuye a medida que aumenta la duración de la precipitación.

3.4.2 Captación, conducción y descarga de aguas pluviales

3.4.2.1 Canales

Las captaciones están conformadas por el techo de la edificación y canales, los mismos que deben tener la superficie y pendiente adecuadas para que facilite el escurrimiento del agua de lluvia hacia el sistema de recolección. En el cálculo se debe considerar solamente la proyección horizontal del techo.

La función de los canales es recoger el agua de lluvia de las vertientes del techo y conducirla hacia los bajantes, que son los encargados de llevar el agua hasta el nivel del terreno.

El tamaño de los canales debe estar en relación con la superficie de cubierta que desagüe. Se calcula una sección por cada m^2 de cubierta.

Las pendientes de los canales normalmente son más eficientes las de mayor inclinación; siempre es posible instalar canales con menos pendiente en las fachadas con más vista y dejar las de mayor pendiente en las menos visibles. La pendiente más usual es entre 0.7 a 1 cm. por cada metro lineal, las pendientes de las canaletas deberán conducir hacia la bajada más cercana.

3.4.2.2 Bajantes

Son las conducciones verticales (las tuberías) que transportan las aguas de lluvia captadas en las azoteas o techos hasta los colectores del piso el colector. no deben cambiar de diámetro en toda su longitud, salvo en edificios muy altos, en los cuales se hacen, cada cierta altura, cambios de dirección con un ángulo de 30 o 45°, para evitar que el vertido alcance mucha velocidad, y en ellos se puede, si es necesario, aumentar el diámetro.

Aunque lo normal de los bajantes es que vayan en los extremos de las canales, las bajadas pueden instalarse en cualquier punto a lo largo del recorrido del canal, el sentido común será siempre la mejor ayuda para determinar la ubicación final de una bajada. El número de bajadas necesarias dependerá de la pendiente de la canal; por corta que ésta sea, necesitará tener al menos una.

3.4.2.3 Pozos de Infiltración de agua pluvial

Los pozos de infiltración son un tipo de obra alternativa de drenaje urbano, usados para captar parcial o totalmente el escurrimiento superficial generado por una tormenta con el fin es disminuir el caudal máximo y volumen total de escorrentía.

Los pozos de infiltración consisten en excavaciones normalmente cilíndricas de profundidad variable, que pueden estar rellenas o no de material, y permiten infiltrar el agua de lluvia directamente al suelo en espacios reducidos. Esta técnica tiene la ventaja de poder ser aplicada en zonas en las cuales el estrato superior de suelo es poco permeable, como es el caso de zonas altamente urbanizadas, o de superficies del terreno impermeabilizadas, pero que tienen capacidades importantes de infiltración en las capas profundas del suelo.

Su funcionamiento es bien simple, primero ingresa el agua a través de la superficie a los tragantes con parrilla o de los bajantes a cajas y a través de tuberías se conduce al pozo de infiltración donde se almacena temporalmente y se infiltra a través de las paredes y fondo del pozo mediante infiltración.

CAPITULO IV. METODOLOGÍA.

Para el diseño de la Estación de Servicio se tomó en cuenta todos los factores que influyen en un proyecto de este tipo, así como los elementos que lo conforman, tales como: tuberías y accesorios, equipos de bombeo, cisterna y depósitos de agua etc.

Como parte de los factores que influyen en el diseño de una instalación sanitaria está la dotación de agua por persona al día, por lo que se utilizaron valores tomando en cuenta la ubicación y el uso del edificio, así como la cantidad de aparatos sanitarios en servicio.

Para el diseño de las obras Hidrosanitarias se utilizaron las Normas de INAA denominados NTON 09003-99 y de MARENA como la NTON – 05004-01 para Estaciones de Servicio y otras Normas Internacionales que han utilizado y aplicado en Nicaragua.

4.1 Estudios básicos

En esta primera fase se llevó a cabo la ejecución de estudios básicos como la recopilación de Información, planos arquitectónicos, Inspección de la infraestructura física existente de agua potable y alcantarillado y Estudio de suelos.

4.1.1 Recopilación de información

Se recopiló la información básica de los planos estructurales y arquitectónicos existentes, presiones residuales de la tubería potable en el punto de conexión y niveles de entrada, además de realizar los estudios de suelos como prueba de infiltración para revisión de la capacidad de infiltración del suelo.

4.1.2 Levantamiento Topográfico

Trabajo de Campo: El levantamiento fue realizado por un equipo técnico que estará conformado por un profesional con experiencia en levantamientos topográficos.

Se realizó el levantamiento topográfico para determinar las distancias y elevación de la red de alcantarillado sanitario. Los datos topográficos sirven para realizar la mejor propuesta de diseño hidráulico del sistema además brinda los planos de planimetría y altimetría consecutivamente. Mediante el equipo de estación total, se realizó el levantamiento topográfico. Obteniendo así cada una las elevaciones de esos puntos para el trazo de las curvas de nivel del terreno.

4.1.3 Estudio de suelos

Los estudios de suelos que corresponden a Proyectos hidrodrosanitarios se ejecutaron con el personal calificado del Laboratorio de suelos de la empresa Dysconcsa y supervisada por el MSc. Gustavo A. González., estos estudios fueron sondeos para calcular la capacidad de infiltración y granulometría de los suelos. Ver apéndice A.

4.2 Sistema de agua potable

Los criterios de diseño a utilizados en las redes externas a la edificación de agua potable se ajustaron a las Normas del INAA. Para la Redes internas (intradomiciliaria) se utilizaron las Normas Internacionales como los Códigos Norteamericanos, se aplicaron el método de Hunter y el de Instalaciones Hidráulicas del Colegio Federado de Costa Rica. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica – CFIA).

4.2.1 Consumo de agua potable.

El consumo de agua se determinó según el uso del inmueble que será destinado netamente doméstico considerando dotaciones recomendadas por la Organización Mundial de la Salud (OMS) mostradas en la **Tabla 1**.

Ya que en el país no existen normas que permitan determinar la dotación de agua para edificios y residencias.

Tabla. 1 Dotacion minima recomendada por la organizacion muncial de la salud (OMS).

Tipo de edificio	Dotación recomendada	
Habitacional	Lt/hab/día	250
Oficinas	Lt/empleado día o 20 lts/m ² de	70
Auditorios	Lt/espectador/función	5
Escuelas	lt/alumno dia	30
Cafeterías	lt/comensal	15-30
Lavanderías	lt/ kg. De ropa seca	40
Riego para	lt/m ² /día	4.50
Lavado de carro	Lt/veh	87

4.2.2 Demanda de agua.

Con la demanda de agua se determinaron los diámetros de tubería de la red, el equipo de bombeo y tanque hidroneumático.

En la red se analizó tramo por tramo de acuerdo al número de artefactos de cada ramal, desde el punto de conexión hasta el punto el punto más alejado o más crítico.

4.2.3 Fuente de abastecimiento.

La fuente de agua a utilizada es la misma de las redes de agua potable existente donde se ubica el proyecto. El diámetro de la tubería del punto de acople es de 2", además se obtuvo la curva de presiones en el punto de acople del edificio, para revisar si este cumple o no con la presión que requiere el edificio.

Este método considera aparatos sanitarios de uso intermitente y tiene en cuenta el hecho de que cuanto mayor es su número, la proporción del uso simultáneo de los aparatos disminuye, en **Anexo I Tabla I-1**, se muestra el factor a usar según la cantidad de artefactos a utilizar.

4.2.4 Red de distribución.

Para el trazado se tomó en cuenta la máxima eficiencia hidráulica, una operación eficiente del sistema mediante la ubicación de accesorios, las facilidades de construcción y de mantenimiento del sistema.

La red de agua potable propuesta es de tipo ramificada, alimentará a ramales independientes conformados por núcleos húmedos identificados en el diseño arquitectónico, así como el abastecimiento para riego de áreas verdes.

Todo núcleo húmedo tendrá que poder ser aislado para las reparaciones y/o mantenimiento, esto se logrará con una válvula de compuerta a la entrada de cada núcleo.

Se analizó la red del sistema de agua potable con el software EXCEL para diseñar los diámetros de las tuberías, las cuales deben cumplir con los rangos de velocidades de 0.3 – 1.00 m/s, presiones etc., estipulados en las normas de diseño.

La presión mínima requerida en los artefactos tipo ordinario según el Código de *United States Department of Commerce, Building Code* debe funcionar con presión mínima de 5.6 m (8 lb/pulg²) y los artefactos de válvula (fluxómetro) será de 15 m.

Las redes se calcularon con el gasto máximo instantáneo obtenido con el Método de Building Code (**Tabla 2.**).

Las pérdidas de carga por fricción se calcularon con la fórmula de Hazen- Williams, que se describe a continuación:

4.2.4.1 Velocidad en tuberías de agua potable.

$$VP = 0.355CD^{0.63}S_f^{0.54}$$

Ecuación. 2 Velocidad

Donde:

V= velocidad en m/s.

C= coeficiente que dependen del material.

S_f= pérdida de carga en m/m.

D= diámetro en m.

S_f = hf/l.

H_f= pérdida de carga en m.

L= longitud en m.

4.2.4.2 Pérdidas de carga por fricción.

Ecuación. 3 Perdidas de carga por fricción

$$H_f = \left[\frac{Q}{C * D^{2.63} * 0.017744} \right]^{1.85} * L$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga por fricción, (m).

Q = Gasto de proyecto, (L/s).

C = Coeficiente de rugosidad.

D= Diámetro del conducto (pulg).

L = Longitud del tramo (m).

Por cada tramo se calcularon las pérdidas producidas por el caudal en el tramo tomando en cuenta la longitud equivalente de los accesorios. Para conocer el total de pérdidas en los diferentes ramales se acumularon (sumatoria) desde la entrada hasta el punto más alejado o punto crítico y se sumará la presión mínima requerida sobre el artefacto para que este funcione correctamente.

Tabla. 2 Gastos de artefactos, Método de Building Code

Tipos de Artefactos	United States Department Of Commerce, Building Code (gpm)
Lavamanos	5
Urinario con fluxómetro	15
Inodoro de tanque	5
lavandero	3
Llave de jardín	3
Ducha	4

Fuente: **U.S Department of Commerce Building Code**

4.2.4.3 Método de Hunter

Para el dimensionamiento de las tuberías se tiene en cuenta que todos los aparatos instalados no funcionan simultáneamente; por esta razón se deben distinguir varios tipos de caudal. **(Tabla 3.)**

El método pretende evaluar el caudal máximo probable y se basa en el concepto de que únicamente unos pocos aparatos, de todos los que están conectados al sistema, entrarán en operación simultánea en un instante dado. El efecto de cada aparato que forma parte de un grupo numeroso de elementos similares depende de:

- ❖ Caudal del aparato, o sea la rata de flujo que deja pasar el servicio (q).
- ❖ Frecuencia de uso: tiempo entre usos sucesivos (T).
- ❖ Duración de uso: tiempo que el agua fluye para atender la demanda del aparato (t).

El método es aplicable a grandes grupos de elementos, ya que la carga de diseño es tal que tiene cierta probabilidad de no ser excedida (aunque lo puede ser en pocas ocasiones).

Según Hunter, se tiene en funcionamiento satisfactorio cuando las tuberías están proporcionadas para suministrar la carga de demanda para el número (m) del total de (n) aparatos del edificio, de tal forma que no más de (m) serán encontrados en uso simultáneo por más del 1% del tiempo.

4.2.4.4 Factor de simultaneidad

La determinación del porcentaje de utilización de los aparatos es hecha por cálculos matemáticos de probabilidades que establecen una fórmula aproximada del porcentaje del número de aparatos que se deben considerar funcionando simultáneamente, en función del número total de ramales que sirve. El método solo debe ser aplicado a sistemas que tengan un elevado número de aparatos sujetos a uso frecuente, pues para condiciones normales conducirá a diámetros exagerados. Por eso la selección final de diámetros debe efectuarse dentro de un criterio lógico y para condiciones que se parezcan a la realidad del país.

Tabla. 3 Gastos de artefactos - Método de Hunter

Aparato	Tipo de uso	Tipo de suministro	Unidades de aparato (U.G)		
			Agua caliente	Agua fría	Total
Sanitario	Público	Fluxómetro		10	10
Sanitario		Tanque		5	5
Orinal pedestal		Fluxómetro 1"		10	10
Orinal pared		Fluxómetro ¾"		5	5
Lavamanos			1.5	1.5	2
Tina			3	3	4
Regadera o ducha		Mezclador	3	3	4
Lavaplatos		Mezclador	3	3	4

Aparato	Tipo de uso	Tipo de suministro	Unidades de aparato (U.G)		
			Agua caliente	Agua fría	Total
Sanitario	Privado	Fluxómetro		6	6
Sanitario		Tanque		3	3
Lavamanos		Mezclador		0.75	1
Tina		Mezclador		1.5	2
Regadera o ducha		Mezclador		1.5	2
Grupo de baño		Sanitario Flux		6.75	8
Grupo de baño		Sanitario Tanque		4.5	6
Lavaplatos		Mezclador		1.5	2
Lavadora				2.25	3

Fuente: Google

Existen diferentes formas de aplicación del método de probabilidades habiéndose, inclusive, preparado curvas de probabilidades y tablas diversas, por lo que se recomienda usar, como un primer tanteo o estimativa, la tabla de probabilidades de uso de los aparatos sanitarios bajo condiciones normales preparada por el *U.S. Department of Commerce Building Code (Tabla 4)*, debiéndose reiterar que cuanto mayor es el número de aparatos, existe menos probabilidad de uso.

Tabla. 4 Factor de Simultaneidad

No de aparatos (n)	1	2	3
	FACTOR DE SIMULTANEIDAD		
	Predominio comunes	Predominio Fluxómetro	Comunes, en Vivienda
1	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00
3	0.80	0.65	0.70
4	0.68	0.50	0.57
5	0.62	0.42	0.50
6	0.58	0.38	0.44
7	0.56	0.35	0.40
8	0.53	0.31	0.37
9	0.51	0.29	0.35
10	0.50	0.27	0.33
12	0.48	0.24	0.30

No de aparatos (n)	1	2	3
	FACTOR DE SIMULTANEIDAD		
	Predominio comunes	Predominio Fluxómetro	Comunes, en Vivienda
14	0.45	0.20	0.27
16	0.44	0.19	0.25
18	0.43	0.17	0.24
20	0.42	0.16	0.23
25	0.40	0.13	0.20
30	0.38	0.12	
40	0.37	0.09	
50	0.36	0.08	
60	0.35	0.07	
70	0.34	0.061	
80	0.33	0.053	
90	0.32	0.046	
100	0.31	0.042	
200	0.30	0.031	
300	0.29	0.020	
400	0.28	0.019	
500	0.27	0.015	
600	0.265	0.014	
700	0.26	0.013	
800	0.258	0.012	
900	0.255	0.011	
1000	0.25	0.10	

Nota: La diferencia entre aparatos comunes y de fluxómetro, obedece a que, en estos últimos, la descarga de las válvulas de fluxómetro, hacen menos probable su coincidencia en el tiempo. Por ello, a igualdad de n, es menor F para los aparatos de fluxómetro.

Fuente: U.S Department of Commerce Building Code

4.2.4.5 Velocidades máximas permisibles

Las velocidades máximas permisibles se basaron en la Norma Técnica Colombiana NTC – 1500 según el diámetro nominal. **(Tabla 5.)**

Tabla. 5 Velocidad y caudal máximos admisibles

Diámetro Nominal		Sección m ²	V máxima m/seg.	Q máximo litros/seg.	J corresp. m/m
Pulg.	mts.				
½	0.0127	0.000127	2.0	0.25	0.7
¾	0.0191	0.000286	2.0	0.60	0.5
1"	0.0254	0.000506	2.0	1.05	0.35
1 ¼	0.0318	0.000794	2.0	1.60	0.28
1 ½	0.0381	0.001139	2.0	2.30	0.22
2"	0.0508	0.002026	2.0	4.20	0.17
2 ½	0.0635	0.003165	2.0	6.40	0.12
3"	0.0762	0.004558	2.5	11.50	0.15
4"	0.102	0.008167	2.5	21.00	0.11

Fuente: Norma Técnica Colombiana NTC – 1500

4.2.4.6 Diámetros y presiones mínimas según artefacto

Los artefactos tendrán que cumplir con los diámetros mínimos de acoples, así como las presiones mínimas requeridas para que estos trabajen adecuadamente, dichos valores son correspondientes a la NTC – 1500. (Tabla 6).

Tabla. 6 Diámetro y presión mínima requerido

Artefacto sanitario o salida	Diámetro mínimo pulgadas	Presión mínima mca
Bañera	¾	2.0
Bebedero	½	2.5
Bidet	½	3.0
Calentador eléctrico	¾	2.0
Ducha	½	1.5
Inodoro de Tanque	½	2.0
Inodoro de fluxómetro	1-1¼ - 1½	7 a 14
Lavadero	½	2.0
Lava escobas	½	2.0
Lavamanos	½	2.0
Lavaplatos	½	2.0

Artefacto sanitario o salida	Diámetro mínimo pulgadas	Presión mínima mca
Manguera jardín	½	10.0
Orinal Sencillo	½	2.0
Orinal Fluxómetro Muro	¾	5 a 10
Orinal fluxómetro Pedestal	1¼	7 a 14
Surtidor Grama	½	10.0
Tanque revelado (Renov. Continua)	3/8	1.5
Vertedero	½	2.0
Hidrante gabinete muro (Boquilla ½ a 5/8)	1½	45.0
	1½	(22.0)
Hidrante Gabinete muro (Boquilla 1-1/8)	2½	45.0
	2½	35.0
Sprinker	1 – 1¼	6– 14.0

Fuente: U.S Department of Commerce Building Code

4.2.5 Cálculo de acometida

El diámetro de la acometida se calculó para que la cisterna se llene en un período 2 - 4 horas y que cumpla con velocidades de las tuberías mínimas y máximas de 0.60 -3 m/s. según criterios de diseño del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), según la siguiente expresión:

4.2.5.1 Diámetro de la acometida.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi * V}}$$

Ecuación. 4 Diámetro de la Acometida

Donde:

D: diámetro en la toma, (m).

Q: gasto de proyecto, (m³/s).

V: velocidad en la toma, (m/s).

4.2.5.2 Pérdidas en las tuberías.

Por cada tramo según el diámetro (tabla 7) se calcularon las pérdidas producidas por el caudal en el tramo, tomando en cuenta la longitud equivalente de los accesorios. Para conocer el total de pérdidas en los diferentes ramales se acumularon (sumatoria) desde la entrada hasta el punto más alejado (tabla 8).

Tabla. 7 Selección de diámetros de agua potable

Diámetro		Vel. Max.	Hf.	Vel. Min.	Hf.	U.de Gasto Max.	Caudal l/s	U.de Gasto Min.	Caudal l/s
mm	Pulg.	m/s	m/100m	m/s	m/100m				
13	½ "	1.50	11.47	0.60	1.83	2.49	0.20	1.00	0.08
18	¾ "	1.50	11.47	0.60	1.83	4.77	0.38	1.91	0.15
25	1 "	1.50	11.47	0.60	1.83	9.20	0.74	3.68	0.29
31	1¼ "	1.50	11.47	0.60	1.83	14.15	1.13	5.66	0.45
38	1½ "	1.50	11.47	0.60	1.83	21.26	1.70	8.51	0.68
50	2 "	1.50	11.47	0.60	1.83	36.82	2.95	14.73	1.18
75	3 "	1.50	11.47	0.60	1.83	82.84	6.63	33.13	2.65
100	4 "	1.50	11.47	0.60	1.83	147.26	11.78	58.91	4.71
150	6 "	1.50	11.47	0.60	1.83	331.34	26.51	132.54	10.60

4.2.5.3 Presión mínima requerida.

Para el cálculo de la presión mínima requerida en los puntos más críticos, puntos más alejados, se calcularon las pérdidas y se sumó la presión mínima requerida sobre el artefacto para que este funcione (**Tabla 8**).

Tabla. 8 Presión mínima en el artefacto

Pieza	Diámetro mínimo (mm)	Presión Mínima (m)
Bañera	18	2
Bidet	12	3
Ducha	12	2
Fregadero	12	2
Fuente	12	2.5
Inodoro/tanque	12	2
Inodoro/válvula semi	31	de 7 a 14
Lavatorio	12	2
Lavadora	12	3.5
Llave de riego de jardín	12	10
orinal con válvula	18	de 5 a 10
Pileta de lavar	12	2

Fuente: Código de Costa Rica

4.2.6 Almacenamiento.

Según el código de Costa Rica, estable que toda edificación ubicada en sectores donde el abastecimiento de agua potable no sea continuo o carezca de presión suficiente, deberá estar previsto de uno o varios tanques de almacenamiento que permita el suministro de agua en forma adecuada a todas las piezas sanitarias a instalaciones previstas. Estos tanques podrán ubicarse en el nivel inferior (cisterna), en pisos intermedios o sobre la edificación (elevados).

Por lo que el proyecto contará con una cisterna de almacenamiento de agua, que permita el abastecimiento de agua de forma continua las 24 horas del día, así como el correcto funcionamiento de los aparatos sanitarios. El tiempo de reserva considerado es de 2 días.

Volumen de reserva de la cisterna.

$Vol = 2 \times CPD$.

Ecuación. 5 Volumen de cisterna

CPD= Consumo promedio diario.

4.2.7 Sistema hidroneumático – equipo de bombeo.

El sistema de agua potable funcionará con un tanque hidroneumático el cual detectará los cambios de presiones y se activará en el momento requerido por el sistema.

Una vez obtenido el caudal de bombeo se determinó la Carga Total Dinámica que suministrará la bomba, tomando en cuenta la sumatoria de pérdidas por fricción por accesorios y por longitud, hasta el punto más alejado de la red (punto crítico en este caso).

Los diámetros de la tubería de impulsión de las bombas se determinaron en función del gasto de bombeo y la velocidad de descarga para que cumpliera con el rango entre 0.60 -1.50 m/s.

Potencia de la bomba.

La potencia de la bomba se calculó por la fórmula siguiente:

$$HP = \frac{Q * H}{75n} \cdot 100\%$$

Ecuación. 6 Potencia de la Bomba

Donde:

HP = Potencia de la bomba en caballos de fuerza.

Q = Capacidad de la bomba. (lps)

CTB = Carga total de la bomba.

n = Eficiencia de la bomba, que a los efectos del cálculo se estimó en 65%.

Potencia total de la bomba.

$$HPT \text{ (motor)} = 1.2 * HP$$

Ecuación. 7 Potencia total de la bomba

4.3 Sistema de aguas residuales

El sistema sanitario de la gasolinera está dividido en dos redes bien diferenciadas e independientes, unas aguas residuales domésticas que se deriva de las aguas de los servicios higiénicos y la otra de aguas residuales industriales que es la que se debe por los derrames de combustible.

Los criterios de diseño a utilizados en las redes de aguas negras externas se ajustarán a las Normas de INAA. Para la Red intradomiciliaria y las tuberías de ventilación se utilizó el método de Hunter e Instalaciones Hidráulicas del Colegio Federado de Costa Rica.

4.3.1 Gastos de aguas negras domésticas

4.3.1.1 Aportación de aguas negras domésticas

Aportación diaria de aguas negras, se calculará según el coeficiente de retorno equivalente al 80% del consumo de agua potable.

Aportación de aguas negras domesticas

$$A_{an} = 0.80 * CDP(AP)$$

Ecuación. 8 aportación de aguas negras domesticas

Aportación aguas negras = 0.80 x Consumo diario de aguas Potable.

Gastos máximo instantáneo de aguas negras

El gasto máximo instantáneo de aguas negras se calculó con el método de Hunter, según las unidades de descarga de cada artefacto sanitario recomendado en las Normas Norteamericanas (**Tabla 9 y 10**).

Tabla. 9 Unidades de descargas de aparatos sanitarios

Aparato	Diámetro mínimo sifón y conductor de descarga (mm)	Caudal de diseño (l/s)
Bañera o tina	38	0.6
Bidé	38	0.6
Ducha	50	0.6
Fregadero doméstico	38	0.6
Comercial	50	0.6
Inodoro con uso residencial	100(2)	1.5
Inodoro con válvula semiautomática	75	1.5
Lavatorio uso residencial	31	0.3
Lavatorio uso colectivo	38	0.6
Lavadora	50	0.9
Orinal corrido	50	0.6
Orinal con válvula semiautomática de 19mm	50	1.2
Pileta de lavar	38	0.6
Notas: 1. Diámetro interior mínimo 2. Se permitirá el uso de 75mm en edificaciones comerciales e institucionales que por su tamaño presentan un diseño hidráulico cuidadoso, así como una adecuada inspección de la construcción.		

Fuente: U.S Department of Commerce Building Code.

Tabla. 10 Unidades de descarga de aparatos sanitarios no especificados

Caudal (l/s)	Diámetro mínimo (mm)
0.3	31
0.6	38
0.9	50
1.2	62
1.5	75
1.8	100

4.3.2 Hidráulica de las tuberías de recolección

Con los caudales calculados en cada tramo, se calcularon los diámetros de las tuberías aplicando la fórmula de la continuidad y Manning de tuberías parcialmente llenas con las fórmulas siguientes:

Manning para tuberías parcialmente llenas.

a) Manning.

$$v = \frac{1}{n} * R^{2/3} * s^{1/2}$$

Ecuación. 9 Manning

Continuidad para tuberías parcialmente llenas.

b) Continuidad.

$$Q_{ll} = V * A$$

Ecuación. 10 Continuidad en tuberías parcialmente llenas

Dónde:

V: Velocidad de flujo (m/s).

R: Radio hidráulico (A/P; P: perímetro mojado).

S: Pendiente.

n: Coeficiente de rugosidad (0.01 para tubos de PVC).

Vd: velocidad de diseño.

QII: Caudal a tubo lleno en m³/s

q: caudal de diseño en m³/s.

Se tomaron en cuenta las pendientes mínimas según los diámetros de cada tramo, para diámetros de 2" la pendiente mínima es de 2% y para los diámetros de 4" la pendiente mínima utilizada fue de 1%.

La velocidad mínima para caudal a tubo lleno se consideró de 0.60 m/s y para el caudal de diseño de 0.30 m/s y la velocidad máxima de 3 m/s. La capacidad de las tuberías de drenaje de cada tramo se calculará con la Fórmula de Manning:

Ecuación. 11 Gasto del conducto

$$Q = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2} * A$$

Donde:

Q = Gasto del conducto, (m³/s).

A = Área hidráulica, (m²).

R = Radio hidráulico, (m).

S = Pendiente hidráulica, (m/m).

Las tuberías de ventilación se determinaron para grupo de artefactos tomando en cuenta la suma de unidades de descarga, asumiendo un diámetro mínimo de 2”.

El bajante del alcantarillado sanitario se deberá prolongar 0.15 cm arriba del artefacto y prolongarse arriba del techo.

La velocidad mínima para caudal a tubo lleno se considerará como mínimo de 0.60 m/s y para el caudal de diseño de 0.30 m/s y la velocidad máxima de 3 m/s.

4.3.3 Sistema de Tratamiento de Aguas de Aguas Residuales Domésticas

Este diseño se hizo en base a la Norma de Diseño de los Sistemas Domésticos y particulares para el tratamiento y disposición de aguas servidas NTON 05-010-98 y Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento del INAA.

4.3.3.1 Población de diseño

Se asumió un total de 10 clientes/hora, en 12 horas de atención al cliente, en total serían 120 personas al día y personal permanente de 5 personas en dos turnos (c/12 horas).

4.3.3.2 Aportes de aguas residuales

Según la Manual de Instalaciones Sanitarias OPS-OMS y Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales del INAA, el aporte promedio de aguas residuales se determinó en base al 80% del consumo promedio de agua potable.

4.3.3.4 Sistema de Tratamiento Propuesto

Para la selección del sistema de tratamiento, se consideró primordialmente el nivel freático del agua, la permeabilidad del terreno, el área superficial, de simple operación y mantenimiento, bajo costo de inversión, calidad de los efluentes con el mínimo impacto ambiental y baja producción y tratamiento de lodos.

Por las consideraciones anteriores se propuso un sistema **FOSA SEPTICA -FAFA** seguido de un Pozo de Infiltración por ser la alternativa más viable que ofrece mayor seguridad, más compacta es decir menor área y la más económica.

La evacuación de los gases se hará por medio de una tubería de 2" que se colocará en la parte superior de una de las paredes del tanque Séptico.

4.3.3.4.1 Cálculo del Tanque Séptico

Volumen de tanque séptico

$$V = V_{ar} + V_{lodos} + V_{esp} \quad \text{Ecuación 1.}$$

$$V_{ar} = CTN$$

$$V_{lodos} = 15\% V_{ar}$$

$$V_{esp} = 10\% V_{ar}$$

Donde:

$$V = \text{Volumen en litros del Tanque}$$

Var: Volumen de agua residuales de la población

N= Número de contribuyentes

C= Contribución de desechos en lppd

T = Período de retención de 1 día

Vlodos = volumen de lodos

Vesp= volumen de espumas

Criterios:

- ❖ Ancho mínimo 0.70m
- ❖ Relación Largo / ancho $2 < L/a < 4$
- ❖ Profundidad útil mínima de 1.10 m
- ❖ Ancho = no mayor de 2 veces la profundidad.
- ❖ El área de la salida a la segunda cámara se utilizó del 5% del área de la sección de la pared.

4.3.3.4.2 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)

Como tratamiento secundario se utilizó un Filtro Anaerobio de flujo ascendente este tiene como objetivo remover la mayor parte de los contaminantes que no fueron removidos en el tanque séptico, los cuales son: materia orgánica, gérmenes patógenos y los nutrientes (nitrógeno y fósforo), a través de los procesos bioquímicos en los cuales los microorganismos son los responsables para la biodegradación. El criterio determinante es la superficie y volumen necesario del Filtro para cumplir con la norma. Las fórmulas empleadas fueron las siguientes:

Volumen útil de filtro anaerobio.

Volumen útil: $V = 1.6 N C T = 1.6 * Q * T$

Ecuación. 12 Volumen útil de Filtro anaerobio

Donde:

V= Volumen útil

N = número de contribuyentes.

C = contribución de desechos en lppd.

T = período de detención en días.

Sección horizontal $S = V/1.8$

S = sección en m²

V = volumen en m³

Otros criterios:

- ❖ Tiempo de retención del agua: de 1 día (Entre 12-24 h)
- ❖ Altura útil mínima del filtro: 1,8 m
- ❖ Porosidad del lecho filtrante: 50 %
- ❖ Medio Filtrante con granulometría uniforme, pudiendo variar entre 50 y 80 mm.
- ❖ Ancho mínimo de 0.85 m
- ❖ Largo máximo no debe ser mayor de tres veces la profundidad útil ($L < 3h$)
- ❖ Carga hidrostática mínima de 0.10 m, por tanto, el nivel de salida del efluente del filtro debe ser 0.10 m abajo del nivel de salida de la fosa séptica.
- ❖ El Fondo falso con separaciones o aberturas de 0.03 m espaciadas a cada 0.15 m entre sí.
- ❖ Los tubos de entrada de la fosa al filtro deben tener como mínimo de 0.10 m de diámetro, distribuidos uniformemente del fondo del filtro.

4.3.4 Sistema de aguas residuales industriales

El Sistema de tratamiento de aguas residuales de origen industrial incluye el mecanismo y proceso usado para tratar aguas residuales que han sido contaminadas por algún medio por actividades de origen antropogénico industrial o comercial y luego son liberadas al medio ambiente o re-utilizados.

4.3.4.1 Caudales de aguas residuales industriales

Las aguas que caen sobre las zonas de distribución de combustible, llenado de tanques son susceptibles a ser mezcladas con hidrocarburos; por esta razón, el agua lluvia que cae sobre superficies de la estación que pueden contener hidrocarburos y el agua utilizada para el lavado de patios, debe manejarse como agua residual industrial ya que existe una alta probabilidad de estar contaminada.

El caudal generado en estas zonas se calculó en base a las áreas expuestas y con las curvas de intensidad, frecuencia y duración de la lluvia en ese sector.

1. En las áreas que no están techadas, se estimó un caudal de escorrentía aplicando la fórmula del Método Racional que a continuación se describe:

Caudal de escorrentía (método Racional). Ecuación 2.

$$Q = 0.277CIA$$

Ecuación. 13 Caudal de escorrentía

Donde

Q: Gasto del escurrimiento superficial en m³/seg.

C: Coeficiente de escurrimiento ponderado para el área tributaria por analizar (porcentaje de la lluvia que aparece como escurrimiento).

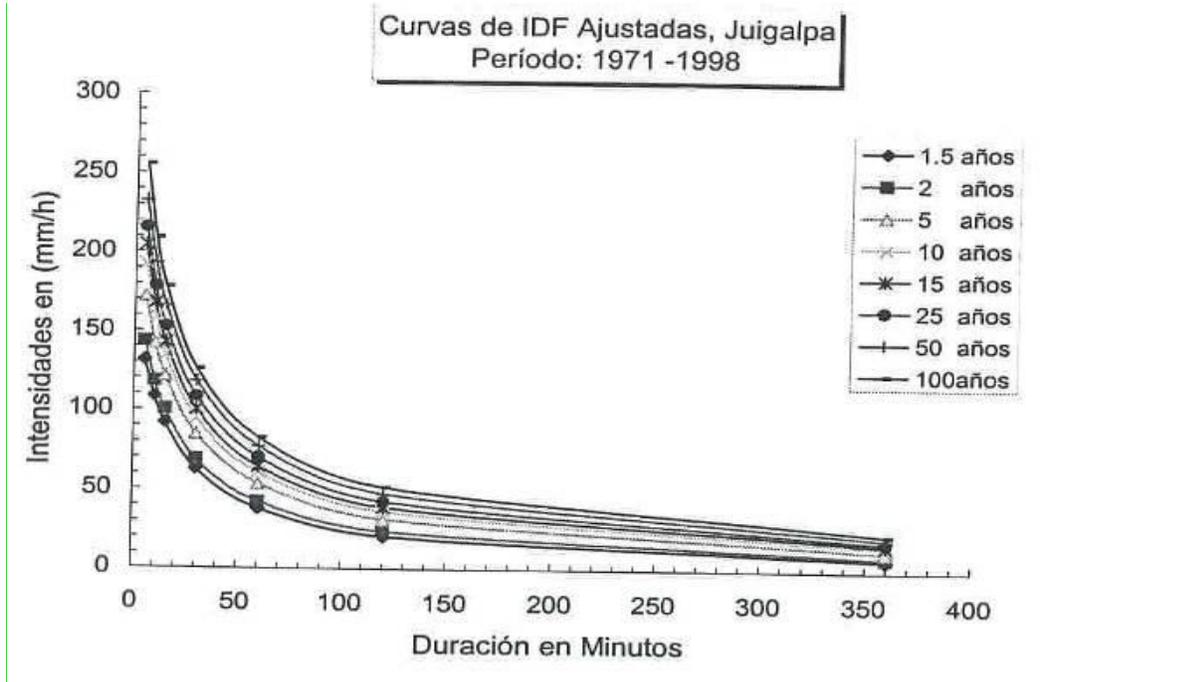
I: Intensidad media de la lluvia en mm/hora, para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. (Mínimo de 10 min).

A: Área tributaria del drenaje (km²).

0.27777: Factor de conversión de unidades.

La intensidad de lluvia se determinó de acuerdo a los registros de la Estación Meteorológica de Juigalpa, con duración de 10 minutos y período de retorno 10 años que es de 170.00 mm/hora

Figura. 3 Curva Intensidad - Frecuencia - Duración de las Lluvias



Fuente: INETER

4.3.4.2 Captación y drenaje de las aguas residuales industriales

El desarrollo de las zonas urbanas implica la dotación de servicios, de acuerdo con la magnitud, importancia y auge que vaya adquiriendo una región, esto incluye vialidad, acueductos, cloacas, drenajes, etc.

Algunos de estos servicios están interrelacionados de tal forma que la presencia de uno está limitado a la existencia del otro, tal es el caso de los acueductos y las cloacas.

Las aguas usadas y recolectadas deben ser enviadas al sitio de disposición final, donde no tenga efectos nocivos para la comunidad.

A través de un sistema de tuberías subterráneas son recolectadas las aguas servidas y son trasladadas a puntos distantes para su tratamiento o disposición final, estos sistemas se denominan cloacas.

4.3.4.2.1 Canales con rejillas

Para el dimensionamiento de canales se utilizó el caudal estimado en cada área, y la pendiente natural del terreno, utilizando las fórmulas descritas anteriormente de Continuidad y Manning.

$$Q = V * A$$

$$v = \frac{1}{n} * R^{2/3} * s^{1/2}$$

Donde:

v: Velocidad de flujo (m/s)

R: Radio hidráulico (A/P; P: perímetro mojado)

S: Pendiente

n: Coeficiente de rugosidad (0.015 para canales de concreto)

Vd: velocidad de diseño

Qll: Caudal a tubo lleno en m³/s

Los rangos de velocidades establecidos según Normas Pluviales de la Alcaldía de Managua varían para la Velocidad mínima de 0.75 m/s y máxima de 3 m/s).

4.3.4.2.2 Tuberías

Con los caudales de aguas residuales calculados en cada una de las áreas, se calcularon los diámetros de las tuberías aplicando la fórmula de la Continuidad, Manning y relaciones para tuberías parcialmente llenas.

El coeficiente de rugosidad en tuberías de PVC se utilizó de 0.009.

La velocidad mínima para caudal a tubo lleno se consideró de 0.60 m/s y para el caudal de diseño de 0.30 m/s y la velocidad máxima de 3 m/s.

4.3.4.2.3 Caja Interceptora de Hidrocarburos

La caja interceptora es básicamente una estructura rectangular de funcionamiento mecánico para flotación. El sistema se fundamenta en el método de separación gravitacional, el cual aprovecha la baja velocidad del agua y la diferencia de densidades entre el agua y los hidrocarburos para realizar la separación. Adicionalmente realiza, en menor grado, retenciones de sólidos. Normalmente consta de tres sectores separados por pantallas en concreto. La primera pantalla retiene el flujo, obligándolo a pasar por la parte baja, la segunda permite el paso del flujo como vertedero lo que hace que se regule el paso y se presenten velocidades constantes y horizontales y es en este sector donde se realiza la mayor retención de sólidos y en menor cantidad, la retención de grasas y aceites debido a la turbulencia que presenta el agua; en la tercera se realiza la mayor acumulación de los elementos flotantes como grasas y aceites los cuales pasan al desnatador conectado a dicha sección.

Para el dimensionamiento de la caja separadora de hidrocarburos se utilizaron las Normas Nacionales NTON 05 004- 01, Código de Instalaciones Hidráulicas del Colegio Federado de Costa Rica, Normas Alemanas y Normas Suizas y los criterios utilizados según se describen a continuación:

Volumen de caja interceptora de hidrocarburos.

Ecuación. 14 Volumen de caja interceptora de hidrocarburos

❖ El volumen se determina por la fórmula siguiente:

$$V= Q \times T$$

dónde:

V= Volumen total de la trampa de grasa.

Q= Caudal producido. (Según el caudal de escorrentía de las áreas afectadas)

T= Tiempo de retención.

❖ Número de secciones o cámaras. De tres cámaras, para estaciones de servicio que tienen bombas de gasolina con más de 8 aparatos para dispensar y de 2

cámaras para menos de 8 aparatos para dispensar (Código de Costa Rica), para este se consideran de 3 cámaras, para una mejor eficiencia.

- ❖ Período mínimo de Retención. Se recomienda que para $Q \geq 20$ l/s el Período de retención de 5.0 min, para $Q < 20$, 4 min. y menores de 10 l/s un Tiempo de retención de 3 min. (Normas Alemanas y Código de Costa Rica). según Especificaciones del CEPIS de 2.5-5 min y de acuerdo a las Normas de INAA, el tiempo de retención recomendado para remoción en trampas de grasas en un rango de 15 – 30 min, para este caso se asumió de 25 minutos.

Otros criterios tomados en cuenta para el diseño del tanque Interceptor fueron los siguientes:

- ❖ Relación largo ancho: 2 a 1
- ❖ Número de cámaras del interceptor: 3 unidades
- ❖ Relación entre cámaras: 1/3 la primera, 1/3 la segunda y 1/3 la tercera.
- ❖ Altura entre nivel superior de agua en la trampa y nivel inferior de la losa de tapa es variable, siendo el mínimo 0.40 metros.
- ❖ La separadora de grasa tendrá aberturas de acceso sobre la entrada, salida y cada compartimiento del interior, estos deben de tener un ancho y largo mínimo 0.60 y 0.75 metros respectivamente.
- ❖ Las trampas de grasa deberán tener su tubería de ventilación.
- ❖ El diámetro de entrada será de 6" y el diámetro de salida mínimo será de 6" según la Tabla 9-5 de la Guía Técnica para el Diseño de Alcantarillados Sanitarios y Sistemas de Tratamientos de Aguas Residuales.

4.3.4.2.4 Pozo de Absorción

Los pozos de absorción se diseñaron para la disposición final de los efluentes de las cajas interceptoras, además el pozo de infiltración No. 1 se descargarán los efluentes

del sistema de tratamiento T. Séptico –FAFA, debido a que no existe Alcantarillado Sanitario.

El pozo de Infiltración No.1 se ubica en la parte sur este (al sur de los módulos comerciales) de la gasolinera para un drenaje de 4.38 l/min, resultado de la sumatoria de los volúmenes del interceptor y tanque séptico.

Volumen de pozo de absorción.

Ecuación. 15 Volumen de pozo de absorción

Para el cálculo del área de absorción se obtuvo de la fórmula siguiente:

$$A = Q/ V_f$$

A: área requerida de absorción en m²

Q: El caudal medio de Aguas residuales en litros/día

V_f: La velocidad o capacidad máxima de absorción del suelo

La capacidad de absorción del suelo (V_f) fue tomada del 70% del promedio calculado en el Análisis de suelo (Anexo 1.)

El área del pozo (área de paredes del pozo) se estimó según la fórmula siguiente:

$$A_{\text{pozo}} = 3.1416 \cdot D \cdot H$$

Donde:

D: es el diámetro del pozo

H: la altura útil

El área efectiva del pozo de filtración es desde la entrada de la tubería hacia abajo, la profundidad del pozo se consideró de 9.50 m, aunque el área es poco permeable el flujo si no llueve infiltrará a lo largo del día, sin embargo, se dejó en este caso una tubería de alivio para cuando el suelo esté saturado o halla mucha lluvia.

4.4 Sistema de aguas pluviales

Los drenajes pluviales se hacen para buscar, naturalmente la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes. La intensidad y duración de la lluvia son factores decisivos para el dimensionamiento de los desagües pluviales.

Las aguas de lluvias provenientes de techos, azoteas y áreas pavimentadas o impermeables de las edificaciones deberán conducirse a los sistemas públicos de recolección de aguas de lluvias utilizando un sistema de recolección independiente de las aguas negras.

4.4.1 Cálculo de Caudales

El Método Racional es uno de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente en el diseño de obras de drenaje urbano y rural. Y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la Determinación de Caudales Máximos.

La expresión utilizada por el Método Racional es:

$$Q = 0.277CIA$$

Donde:

Q: Gasto del escurrimiento superficial en m³ / seg.

C: Coeficiente de escurrimiento ponderado para el área tributaria por analizar (porcentaje de la lluvia que aparece como escurrimiento).

I: Intensidad media de la lluvia en mm/hr, para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. (Mínimo de 10 min).

A: Área tributaria del drenaje (km²).

0.27777: Factor de conversión de unidades.

La **tabla 11** muestra los coeficientes de escorrentías que establece el reglamento de drenaje pluvial para la ciudad de Managua de la Alcaldía de Managua.

Tabla. 11 Coeficiente de escorrentía

Coeficiente de escorrentía "C" para el municipio de Managua		
Componente del área	Coeficiente de escorrentía	
	Mínimo	Máximo
Centro de la ciudad capital (API-N)	0.70	0.80
Zona de producción de industria liviana (PI-1)	0.50	0.70
Zona de producción mixta de industria y comercio (PM-2)	0.75	0.85
Zona urbana regional terrenos planos	0.10	0.15
Zona urbana regional terrenos ondulados	0.15	0.20
Zona rural de producción agropecuaria	0.05	0.20
Zona de vivienda de densidad alta (U-1)	0.50	0.60
Zona de vivienda de densidad media alta (U-2)	0.40	0.50
Zona de vivienda de densidad media baja (U-3)	0.35	0.40
Zona de vivienda de densidad baja (U-4)	0.30	0.35
Techos y calles de asfalto y concreto	0.90	0.95
Áreas boscosas (depende de pendientes, tipo de suelo o cobertura superficial)	0.05	0.20

Fuente: Normas de la Alcaldía de Managua

4.4.1.1 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía para el cálculo hidrológico se tomó de la Tabla 2, (Ver Anexos), previamente elaborada y contenida en el Reglamento de Drenaje Pluvial para la Ciudad de Managua. Se utilizó el valor de $C = 0.90$ que corresponde para áreas de techo.

4.4.1.2 Intensidad de lluvia

Se utilizó un valor de Intensidad de Lluvia de 170 mm/hrs para un periodo de retorno de 10 años y un tiempo de concentración de 10 minutos.

Tabla. 12 Intensidades de lluvia de la estación Juigalpa

	$I = A / (t+d)^b$			
Estación	Tr	A	d	b
Juigalpa	2	4039.82	19	1.042
Código:69034	5	3532.192	18	0.959
Tipo:HMP	10	3038.445	16	0.902
12°06'00" Lat N	15	3069.322	16	0.889
85°22'00"	25	3616.242	18	0.901
Elev:90	50	2975.955	15	0.846
Periodo:1971-2003	100	2449.683	12	0.793

Fuente: INETER.

4.4.1.2.1 Curvas de Intensidad de Lluvia

Estas relaciones presentan la variación de la intensidad de la lluvia de distintas duraciones, asociadas a diferentes probabilidades de ocurrencia, son útiles para estimar indirectamente el escurrimiento proveniente de cuencas pequeñas esencialmente impermeables, en función de la lluvia caída. Estas curvas tienen usualmente una forma de tipo exponencial, donde la intensidad, para una misma frecuencia, disminuye a medida que aumenta la duración de la precipitación.

4.4.2 Descarga pluvial – bajante

En la construcción de los sistemas para aguas de lluvia se deberá cumplir con las especificaciones fijadas para las tuberías de aguas (tabla 13).

Tabla. 13 Caudales máximos en bajantes de desagües de aguas de lluvia

Diámetros (mm)	Caudales máximos (l/s)
50	0.9
75	2.5
100	5.1
150	14.1

Fuente: Código Costarricense

Nota:

- ❖ Para bajantes no circulares, se puede utilizar un área equivalente.
- ❖ Caudales estimados suponiendo control en la entrada del bajante y sin obstrucciones.

Es recomendable que los sumideros, registros y otros receptores de agua de lluvia estén dotados de una trampa de arena cuando estén situados en patios o terrazas.

4.4.3 Cajas de Registro y bocas de limpieza

Los sistemas de desagüe de aguas de lluvia deberán estar dotados de bocas de limpieza y cajas de registro de acuerdo con lo establecido para los sistemas de desagüe de agua negras. Las tapas de las cajas de registro podrán ser de rejilla metálicas.

4.4.4 Elementos del sistema de drenaje pluvial

Los sistemas de drenaje urbano comprenden una serie de elementos que van desde el sistema de captación de aguas pluviales hasta las canalizaciones y conductos que permiten la conducción y descarga de las aguas de lluvia precipitadas en el medio urbano hasta los cauces naturales y artificiales, para su libre escurrimiento.

Los adecuados diseños de los sistemas de drenaje urbano permitirán garantizar que, para distintas frecuencias y duraciones de las lluvias, no sólo se proteja la integridad de las propiedades sino también que se permita el libre tránsito de vehículos y personas durante la ocurrencia de la precipitación.

4.4.4.1 Captación, conducción y descarga de aguas pluviales – canales

Las captaciones están conformadas por el techo de la edificación y canales, los mismos que deben tener la superficie y pendiente adecuadas para que facilite el escurrimiento del agua de lluvia hacia el sistema de recolección. En el cálculo se debe considerar solamente la proyección horizontal del techo.

La función de los canales es recoger el agua de lluvia de las vertientes del techo y conducirla hacia los bajantes, que son los encargados de llevar el agua hasta el nivel del terreno.

El tamaño de los canales debe estar en relación con la superficie de cubierta que desagüe. Se calcula una sección por cada m^2 de cubierta.

Las pendientes de los canales normalmente son más eficientes las de mayor inclinación; siempre es posible instalar canales con menos pendiente en las fachadas con más vista y dejar las de mayor pendiente en las menos visibles. La pendiente más usual es entre 0.7 a 1 cm. por cada metro lineal, las pendientes de las canaletas deberán conducir hacia la bajada más cercana.

Aunque lo normal de los bajantes es que vayan en los extremos de las canales, las bajadas pueden instalarse en cualquier punto a lo largo del recorrido del canal, el sentido común será siempre la mejor ayuda para determinar la ubicación final de una bajada. El número de bajadas necesarias dependerá de la pendiente de la canal; por corta que ésta sea, necesitará tener al menos una.

Cuando la pendiente es poca, una bajada cada 5 o 6 m. En el canal puede ser suficiente. Si la pendiente es mayor, considere una cada 9 o 10 m. En zona de pocas lluvias, necesitará menos bajadas que en las muy lluviosas, al igual que la cantidad de canales, el tamaño de su sección debe estar relacionado con la superficie de cubierta

que desagüe. Normalmente, una bajada sirve para evacuar aproximadamente 65 m² de superficie de techo.

4.4.4.2 Pendiente y velocidades

En el código Costarricense² la pendiente de los tramos horizontales de los conductos de descarga y los colectores secundarios y primarios será uniforme. Para determinar su diámetro y pendiente se tendrán las siguientes consideraciones:

- ❖ El diámetro de un conducto horizontal de desagüe no puede ser menor que el de cualquiera de los orificios de salida de las piezas que en él descarguen.
- ❖ El conducto deberá funcionar a canal abierto con velocidades entre 0.6 y 2.5 m/s.
- ❖ Para el caudal de diseño, la descarga llenará como máximo la mitad de la altura del colector, en condiciones de flujo uniforme. En edificios de varios pisos, la descarga podrá llenar hasta un máximo de $\frac{3}{4}$ partes de la altura del colector, en condiciones de flujo uniforme.
- ❖ En el caso de conductos de descarga y colectores de menos de 150mm, se respetarán las pendientes mínimas indicadas en la tabla 14.

Tabla. 14 Pendiente de los conductores de descarga y colectores

Diámetros (mm)	Pendientes mínimas (%)
50	2
75	2
100	1.5
150	1
200	1

Fuente: Código Costarricense

CAPITULO V. RESULTADOS.

5.1 Agua potable

5.1.1 Acometida

El sistema de agua potable del proyecto será abastecido por la red pública existente en la zona. La alimentación se hará por medio de una línea de 25 mm (Tabla 15) derivada de la tubería existente al costado sur oeste del sitio del proyecto y constará con un medidor de 25 mm ubicado en las afueras del portón principal.

Tabla. 15 Calculo de acometida

Diámetro (plg)	1" (25 mm)		
Tiempo llenado (hrs)	2	3	4
Qent (lps)	1,042	0,694	0,521
Qent (m3/seg)	0,0010	0,0007	0,0005
S	0,1857	0,09	0,05
L (m)	30,0900	30,09	30,09
Hf (m)	5,38	2,54	1,49
V	1,74	1,16	0,87

Para un mismo diámetro de 1" y tiempos de llenado de 2 - 4 horas la velocidad es de 0.87- 1.74 m/seg

Se asume en el punto de conexión tiene una presión de 14 m, cuyo valor mínimo está establecido en las Normas del INAA.

5.1.2 Demanda Instantánea

Se calculó la demanda instantánea para un total de 15 artefactos sanitarios, obteniéndose un caudal de 0.61 l/s (aprox. 10 gpm.). Ver Tabla 16.

Tabla. 16 Calculo de demanda instantánea

Tipos de Artefactos	No. Artefactos	UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE, BUILDING CODE		Método de HUNTER	
lavamanos	4	5	20	2	8
urinario de Fluxómetro	1	15	15	3	3
inodoro de tanque	4	5	20	5	20
Lavadero	1	3	3	3	3
Llave de jardín	5	3	15	3	15
Consumo Total (Ct)	15		73		49
		Factor de simultaneidad	0,46	Gasto Teórico =0,75 *Ct	36,75
Demanda total (gpm)			33,58		30

Según los métodos de cálculo (tabla 16) ambos caudales son similares, por lo que la demanda de agua se asumió de 1.89 l/s (30.00 gpm.), según método de Hunter y con este caudal se determinó el equipo de bombeo y tanque hidroneumático.

5.1.3 Almacenamiento

La estimación del volumen de la cisterna se calculó (tabla 17) en base a los diferentes usos de las instalaciones.

Tabla. 17 Calculo de consumo promedio

N°	Descripción	Unidades	Cantidades	Dotación(lppd)	CPD (lpd)
1	Visitas esperadas por día	Personas	120	20	2,400.00
2	Personal de Planta	Personas	8	75	600.00
3	Área verde	m2	92.06	2 (l/m2*día)	184.12
Total					3,184.12
Factor de perdidas					1.20
Total + pérdidas					3,820.94

Tabla. 18 Calculo de capacidad de almacenamiento

N°	Almacenamiento	Unidades	Valor
1	Volumen Diario Vd	m ³	4.78
2	Días de Reserva	días	2.00
3	Volumen de Reserva	m ³	9.55
4	Volumen Almacenamiento Mínimo	m ³	2.39
5	Porcentaje de Almacenamiento Mínimo	S/N	50.00%

De acuerdo a esta estimación se recomienda una cisterna (tabla 19) con las siguientes dimensiones:

Tabla. 19 Dimisiones de cisterna

N°	Dimensiones Cisterna	Unidades	Valor
1	Altura Propuesta	m	2.70
2	Área	m ²	3.70
3	Longitud Propuesta	m	2.0
4	Ancho	m	1.85

5.1.4 Equipo de Bombeo

Las características del Equipo de bombeo fueron calculadas en Tabla 20, 21 y 22. Con los resultados se seleccionó en curva característica en Anexo No.2.

Tabla. 20 Calculo de carga total dinámica del equipo de bombeo

Descripción	Unidad	Resultado
Caudal bombeado	l/s	1.89
	gpm	30.0
Cabeza requerida punto critico	m	10.6
Perdidas por fricción hasta el punto	m	6.05
H—altura estática hasta el punto critico	m	0,6
Perdidas por fricción en la succión	m	0,50
H—altura estática de succión	m	2,5
Perdidas por fricción en la descarga		0,48
Cabeza Dinámica total	m	20.72

Propuesta	m	35
-----------	---	----

Tabla. 21 Calculo de potencia del equipo de bombeo

Descripción	Unidad	Resultado
Potencia de Equipo:		
Eficiencia, e =	%	0,70
$P = (1.28 * 35) / (76 * 0.65) = H_p$	HP	1.25
$PT = P * 1,2 =$	HP	1.49
Potencia propuesta	HP	1.50

Tabla. 22 Calculo de las perdidas

Descripción	Unidad	Valor
<i>Pérdidas en la Succión</i>	m	0,50
Velocidad Succión	m/s	0,93
Diámetro=	m	0,0508
	plg	2 "
$A = 3,11416 * D^2 / 4 =$		0,002027
Longitud Equivalente en la succión		17.90
1 Válvula de pie de 2 "	m	14
1 codo de 2" *90 RADIO LARGO	m	0,9
Altura de succión	m	2,5
Sumergencia	m	0,227
	m	0,5
<i>pérdidas en la Descarga</i>		0,48
Velocidad	m/s	1,66
Diámetro	m	0,0381
	plg	1.50
Longitud Equivalente en la descarga		4.20
1 Válvula de compuerta de 1.5"		0,3
1 Válvula de retención de 1.5"		2,7
2 codos de 45 *1.5"		1.20

5.1.5 Tanques Hidroneumáticos

Se calculó para trabajar con presiones de 30-50 PSI (21-35 m) y se dimensionó según criterios del fabricante:

$$Q_b = 30.0 \text{ gpm}$$

$$\text{Presión máxima} = 35 \text{ m (50 PSI)}$$

$$\text{Presión mínima} = 21.00 \text{ m (30 PSI)}$$

$$\text{Tiempo} = 1 \text{ min}$$

$$\text{Factor según Tabla para 30 y 50 PSI} = 0.31$$

$$\text{Volumen tanque} = (30.0 * 1 \text{ min}) / 0.31 = 96.75 \text{ gal}$$

Para mantener la presión necesaria en la red se selecciona un tanque hidroneumático PS 320 TR-50 Marca Sta Rite con capacidades de 119 galones con conexión de 1 ¼" pulgadas. (Ver Especificaciones en Anexo 3).

5.1.6 Red de distribución

Los diámetros fueron calculados según Fig.4 tabla 23.

5.1.6.1 Pérdidas en la red.

Para la red de distribución abastecida indirectamente con sistema hidroneumático se calcularon en tabla 23, las pérdidas desde la bomba hasta el Pto. 8 (más alejado y más crítico) que equivalen a 6.05 m para tomar en cuenta en el cálculo de la estación de bombeo.

5.1.6.2 Presión mínima requerida

Según los resultados del análisis Hidráulico de tabla 23, **si la red se abasteciera directamente del medidor** la presión mínima requerida en el punto de conexión es de 19.53 m (31.71 psi), tomando como referencia desde el Punto más alejado hasta el punto de conexión de la red de ENACAL, obteniendo los resultados siguientes:

Suma de Pérdidas Totales desde el Pto. 8 al Med	=10.53 m
Presión Mínima Sobre el Artefacto (m)	=2.00 m
Perdidas en el Medidor 1 plg	=7.00 m
Total	= 19.53

Figura. 4 Red de Abastecimiento de Agua Potable

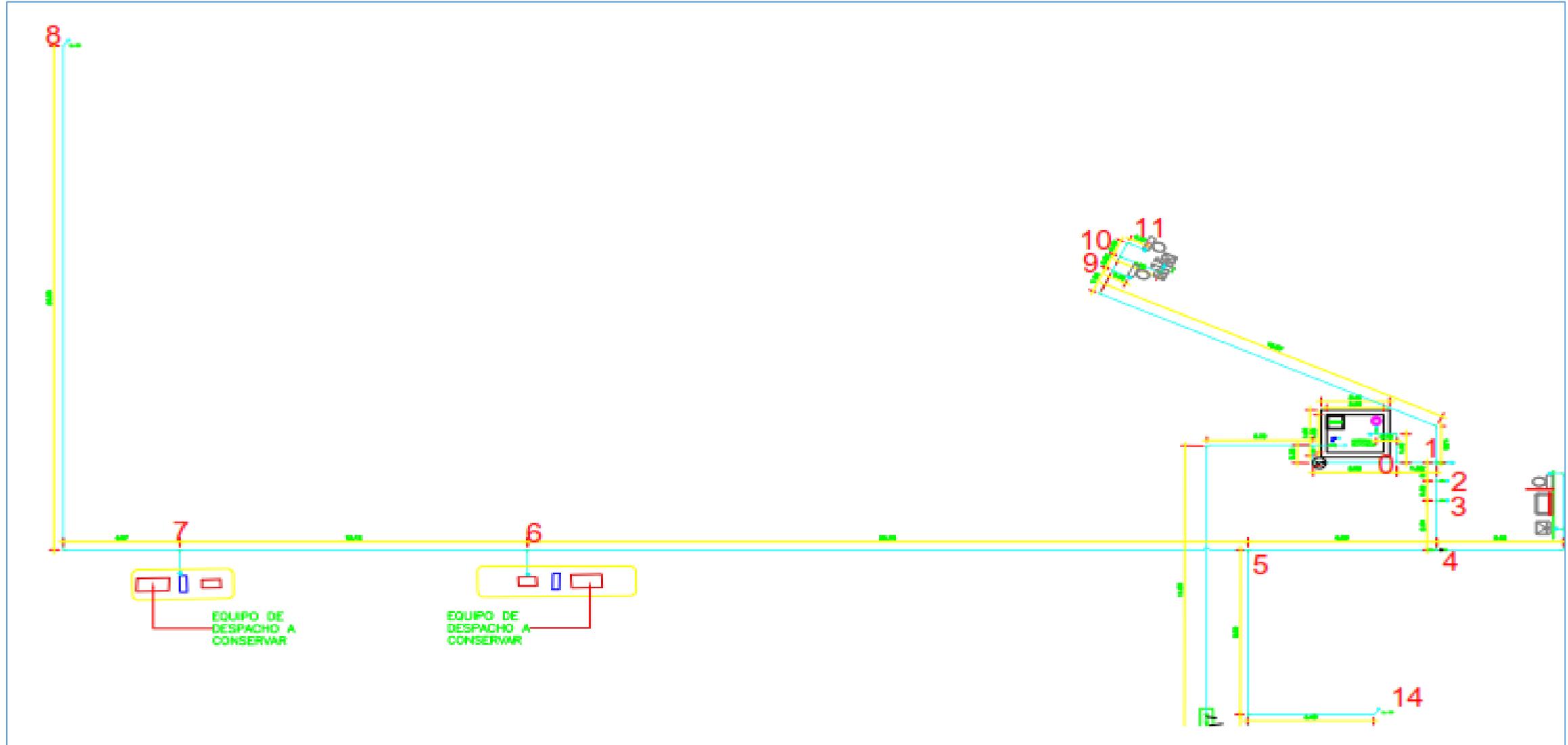


Tabla. 23 Análisis hidráulico de la red de agua potable

Tramo	Artefacto	No. De unid.	Accesorios	Long. Equiv (m)			Factor de Simultaneidad	gpm	gpm	Qd (lps)	Qdagua fría (gpm)	D (pulg)	D (m)	C	Sf (m/m)	V (m/s)	Hf (m)	
				No de accesorios	Long.	total												
8-7	Llave de jardín	1	C90 de ¾"	2	0,7	1,4		3	3									
			tub de Ø ¾"	1	24,92	24,92												
	Total	1				26,32	1		3	0,189	3,000	0,75	0,019	150	0,03	0,67	0,82	
7-6	Llave de jardín	2	T de ¾"	1	1,4	1,4		3	6									
			Reductor de Ø 1" *3/4"	1	0,15	0,15												
			tub de Ø ¾"	1	12,12	12,12												
Total	2				13,67	1		6	0,379	6,000	1,00	0,025	150	0,03	0,76	0,38		
6-5	Jardín	3	T de 1"	1	1,7	1,7		3	9									
			tub de Ø 1"	1	25,16	25,16												
	Total	3				26,86	0,8		9	0,454	7,200	1,00	0,03	150	0,04	0,91	1,04	
5-4	Llave de jardín	5	T de 1"	2	1,7	3,4		3	15									
			válvula de 1"	1	0,2	0,2												
			tub de Ø 1"	1	6,59	6,59												
	Total	5				10,19	0,62		15	0,587	9,300	1,00	0,03	150	0,06	1,17	0,63	
4-3	Llave de jardín	5	T de 1"	2	1,7	3,4		3	15									
	Lavamanos	1	válvula de 1"	1	0,2	0,2		5	5									
	Inodoros	1	tub de Ø 1"	1	2,04	2,04		5	5									
	Total	7				5,64	0,56		25	0,883	14,000	1,00	0,03	150	0,13	1,76	0,75	
3-2	Llave de jardín	5	T de 1"	2	1,7	3,4		3	15									
	Lavamanos	2	tub de Ø 1"	1	0,82	0,82		5	10									
	Inodoros	1						5	5									
	Total	8				4,22	0,53		30	1,003	15,900	1,00	0,03	150	0,17	2,00	0,71	
2-1	Llave de jardín	5	T de 1 ½"	1	2,3	2,3		3	15									
	Urinario con fluxómetro	1						15	15									
	Lavamanos	2	tub de Ø 1 ½"	1	0,74	0,74		5	10									
	Inodoros	1	Reductor 1 ½" *1"	1	0,2	0,2		5	5									
	Total	9				3,04	0,51		45	1,448	22,950	1,00	0,03	150	0,33	2,89	1,00	

Cont. Tabla 23. Análisis Hidráulico de la Red Agua Potable

Tramo	Artefacto	No. De unid.	Accesorios	Long. Equiv (m)			Factor de Simultaneidad	gpm	gpm	Qd (lps)	Qdagua fría (gpm)	D (pulg)	D (m)	C	Sf (m/m)	V (m/s)	Hf (m)
				No de accesorios	Long.	total											
1-0	Llave de jardín	5	T de 1 ½"	1	2,3	2,3		3	15								
	Urinario con fluxómetro	1						15	15								
	Lavamanos	4	tub de Ø 1 ½"	1	1,39	1,39		5	20								
	Inodoros	4						5	20								
	Lavadero	1						3	3								
	total	15					3,69	0,46	73	2,118	33,580	1,50	0,04	150	0,09	1,88	0,34
																	5,66
0-Bomba	Llave de jardín	5	T de 1 ½"	1	2,3	2,3		3	15								
	Urinario con fluxómetro	1						15	15								
	Lavamanos	4	tub de Ø 1 ½"	1	1,9	1,9		5	20								
	Inodoros	4						5	20								
	Lavadero	1						3	3								
	total	15					4,2	0,46	73	2,118	33,580	1,50	0,04	150	0,09	1,88	0,39
Pérdidas desde la Bomba al punto 8 (Pto crítico)																	6,05
0- Med	Llave de jardín	5	T de 1"	1	2,3	2,3		3	15								
	Urinario con fluxómetro	1						15	15								
	Lavamanos	4	tub de Ø 1 "	1	1,9	19,27		5	20								
	Inodoros	4	válvula de 1"	1	0,1	0,1		5	20								
	Lavadero	1	Válvula de compuerta de 1"	1	1,6	1,6		3	3								
Total		15				21,67	0,46	28	73	2,118	33,580	1,25	0,03	150	0,22	2,71	4,87
Pérdidas desde el medidor hasta el Punto 8																	10,53
Pérdidas en el medidor de 1 ½"																	7,00
Total																	17,53

Según los resultados del análisis hidráulico la red interna estará compuesta por tuberías PVC, con diámetros de $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{4}$ ", 1" y 1 $\frac{1}{2}$ ". Todas las tuberías $\frac{1}{2}$ " de SDR-13.5, las tuberías de $\frac{3}{4}$ " serán de PVC SDR-17 y de 1" de SDR-26.

Sistemas de Aguas Residuales Domésticas

En el sistema de alcantarillado Sanitario, se calcularon las tuberías de recolección y sistema de tratamiento hasta su disposición final, ya que Santo Tomás no cuenta con Alcantarillado Sanitario Público y las tuberías de ventilación que elimina los gases al exterior del edificio.

5.2.1 Caudal de aguas residuales domésticas

Considerando consumo de agua potable de 3.184.12 m³/día y el factor de retorno del 80%, el caudal de Aguas Residuales generado es de 2.54 m³/día.

5.2.2 Red de Alcantarillado sanitario

5.2.2.1 Trazado de red doméstica

Se realizó el trazado según la ubicación de los artefactos y para el cálculo de las tuberías se utilizaron los caudales calculados por ramal según los artefactos que descargan y se determinaron sus velocidades a tubo lleno y de diseño, según y figura 5 y Tabla 24.

Figura. 5 Red de Aguas Residuales Domesticas

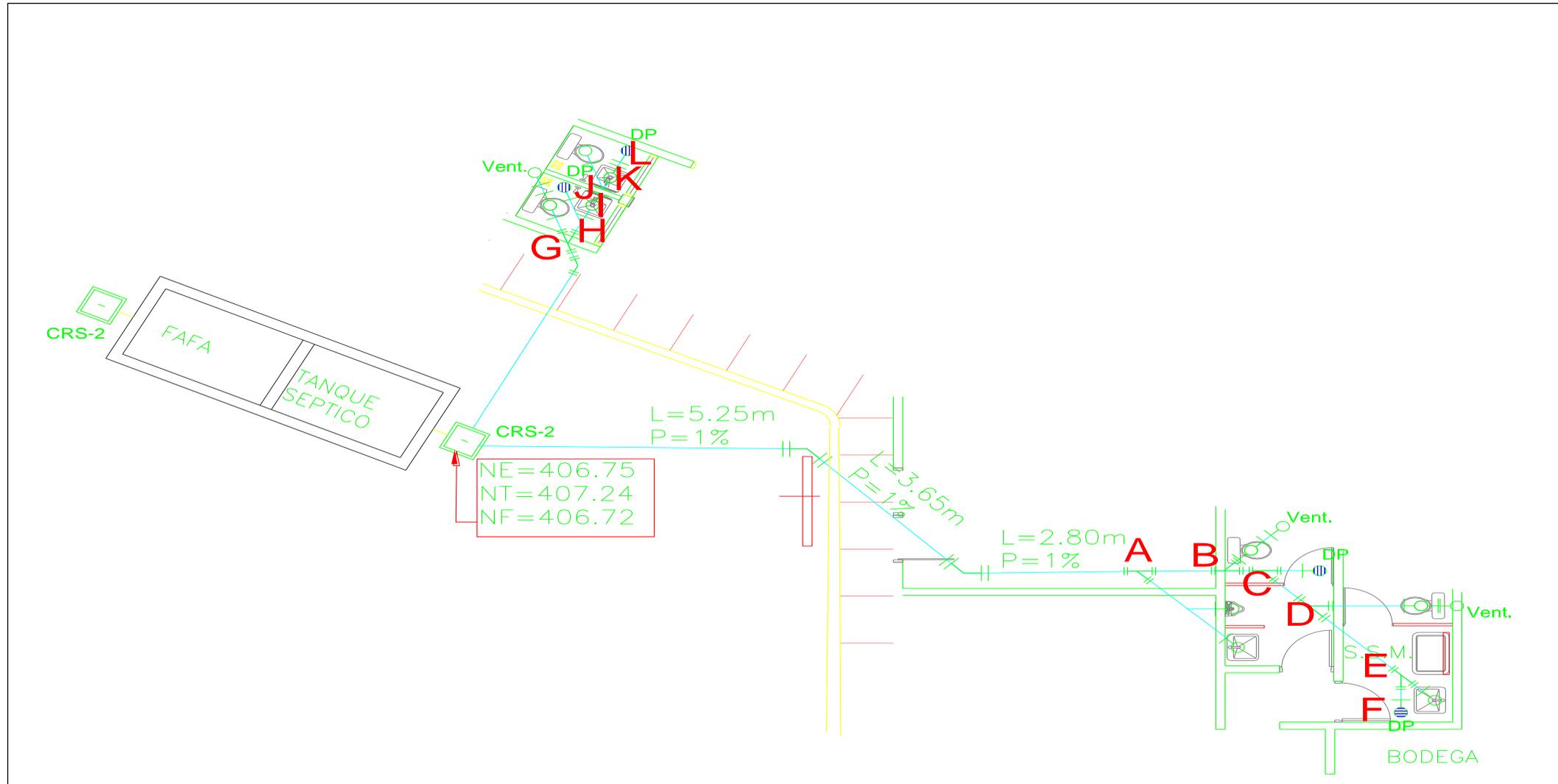


Tabla. 24 Análisis hidráulico de red de alcantarillado sanitario

Tramo	Artefacto	No. De unid.	Long. (m).	D (pulg)	UD/acc	UD/tot	Qmáx prob (l/s)	Qtot. (l/s)	St (m/m)	QII (l/s)	VII (m/s)	Vd (m/s)	Niveles de la tubería (m)		Profundidades de exvación (m)	
F-E	Lavamanos	1	0,77		2	2							407,35			
		1	0,77	2		2	1,7	0,93	2,00	1,74	0,86	0,98	406,95	406,93	0,40	0,42
E-D	Drenaje de piso	1			2	2										
	Lavamanos	1			2	2										
		2	2,08	2		4	1,7	1,86	2,00	1,74	0,86	0,98	406,93	406,89	0,42	0,46
D-C	inodoro	1			5	5										
	Drenaje de piso	1			2	2										
	Lavamanos	1			2	2										
		3	1,06	4		9	1,7	4,19	1,00	7,80	0,96	0,77	406,89	406,88	0,46	0,47
C-B	inodoro	1			5	5										
	Drenaje de piso	2			2	4										
	Lavamanos	1			2	2										
		4	0,63	4		11	1,75	5,13	1,00	7,80	0,96	0,78	406,88	406,88	0,47	0,47
B-A	inodoro	2			5	10										
	Drenaje de piso	1			2	2										
	Lavamanos	1			2	2								407,24		
		4	1,40	4		14	2,11	6,52	1,00	7,80	0,96	0,82	406,88	406,86	0,47	0,38
A-CR2	inodoro	2			5	10										
	Drenaje de piso	1			2	2										
	Lavamanos	2			2	4										
	urinario de fluxómetro	1			10	10										
		6	11,82	4		26	2,59	12,12	1,00	7,80	0,96	0,87	406,86	406,75	0,49	0,61
CRS2- T. SEPTICO	inodoro	4			5	20										
	Drenaje de piso	3			2	6										
	Lavamanos	4			2	8										
	urinario de fluxómetro	1			10	10										
		11	0,77	4		44	3,058	20,50	1,00	7,80	0,96	0,90	406,75	406,74	0,50	
T. SEPTICO-FAFA -CRS1		11	0,75	4		44	3,058	20,50	1,00	7,80	0,96	0,90	406,59	406,58	0,65	0,66
CRS1-POZO		11	3,15	4		0	3,058	20,50	1,00	7,80	0,96	0,90	406,58	406,55	0,66	0,69

Se ubicaron cuatro cajas de registro en las intersecciones de tubos, en los cambios de diámetro y en los cambios de dirección a fin de garantizar el mantenimiento adecuado de la red. Ver Planos en Apéndice D. Hoja 2 de 11.

5.2.3 Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas

Partiendo de las recomendaciones de la NTON 05 027-05 se seleccionó un sistema de tratamiento Trampa de Grasas - Fosa Séptica – Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA) – Pozos de Infiltración.

5.2.3.1 Fosa Séptica

La Fosa Séptica será de dos cámaras con un volumen útil total de 3.82 m³/día para un periodo de retención de 1 día. (Tabla 25)

Tabla. 25 Dimensiones de fosa séptica

N°	Ítem	Unidad	Fórmula	Valor
1	Consumo Promedio Diario Total	lpd		3184.12
2	Qm Aguas Residuales	lt/día	Qm= 80 %CPD	2547.29
3	Volumen de Tanque séptico = Var +Vlodos + Vnatas			
4	Tiempo de retención		1	días
5	V aguas residuales	m	Var=Qm*T	
6	Vlodos = 15% Var	litros		2547,296
7	Vnatas= 10% Var	litros		382,0944
8	Vol. Total Tanque Séptico	litros		254,7296
		m ³		3.184
9	Altura propuesta (m)	Pútil (m)		1.67
10	Area (m2)	m ²	A = Vdiseño/Pútil	1.91
11	Relación L/B			2.00
12	Si L =2B, entonces A=2B*x B =2B ² , por tanto:	m ²	B	0.98
13	La longitud		L =2 B	1.95

Según resultados anteriores se propone un tanque séptico con las dimensiones siguientes:

Dimensiones propuestas	Valores (m)
Altura útil	1.67
Altura total	2.20
Longitud de la primera cámara L1	1,30
Longitud de la segunda cámara L2	0,65
Ancho útil	1,00
Ancho total $B_t = B + (2 \cdot 0,20)$	1,40
Longitud total L_t	2,55

Ver detalles constructivos en Planos.

5.2.3.1.1 Calidad del efluente

Según estudios realizados por el INAA y la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL), los valores promedio de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5) y Coliformes Fecales de las Aguas Residuales Domésticas son de 250 mg/lit y 1×10^7 NMP/100 ml.

Considerando las eficiencias según Acápite 9.3, Cuadro 3 de la **NTON 05 027-05** se estima la siguiente calidad de efluente (tabla 26):

Tabla. 26 Calidad de efluente de fosa séptica

Parámetro	Eficiencia (%)	Efluente
DBO_5 (mg/lit)	40	150
Coliformes Fecales (NMP/100 ml)	20	8×10^6

5.2.3.2 Filtro Anaerobio de flujo Ascendente (FAFA)

Utilizando el mismo de ancho del Tanque séptico, se calcularon las dimensiones y calidad de los efluentes en tablas 27 y 28.

Tabla. 27 Dimensiones FAFA

N°	Ítem	Unidad	Fórmula	Valor
1	Volumen (m ³)	m ³ /d	$V=1.6NCTr$	2.04
2	Área (m ²)	m ²	$A=V/H$	1.13
3	Profundidad H (m)	m	propuesta	1.80
4	Ancho B (m)	m	B	1.00
5	Longitud L (m)	Usar=	$L=A/B$	1.13

Tabla. 28 Calidad del Efluente del FAFA

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Coliformes Fecales en el Afluente	8.00E+06	NMP/100 ml	
Coliformes Fecales en el Efluente	6.08E+02	NMP/100 ml	< 1.00E+03,
Coliformes Fecales Removidos	99.99	%	
DBO ₅ Afluente	150.00	mg/lt	
DBO₅ Efluente Esperado	22.50	mg /lt	< 30, Cumple
DBO ₅ Removido	85	%	

5.2.4 Sistema de Aguas Residuales Industriales

5.2.4.1 Caudal de aguas residuales industriales

El caudal generado en estas zonas se calculó en Tabla 29 en base a las áreas expuestas a contaminación por hidrocarburos.

Tabla. 29 Calculo de caudales de aguas residuales industriales

Ítem	Área (m ²)	C	I	Q (m ³ /seg)
Área de tanques	106.46	0.90	160.82	0.00452
Canopia	18.94	0.90	160.82	0.0008
Caudal de lavado				0.0004
			Total	0.00573

5.2.4.2 Captación y drenaje de las aguas residuales industriales.

5.2.4. 2.1 Canales con rejillas

El caudal de aguas residuales será recolectado a través de canales con rejilla (Fig. 6), con un ancho de 0.20 m y altura de agua de 10 cm. Ver detalles en Fig.6 y cálculos en tabla 30 y en Planos, detalles sanitarios de sistema de combustible.

Figura. 6 Ubicación de Canales con Rejas

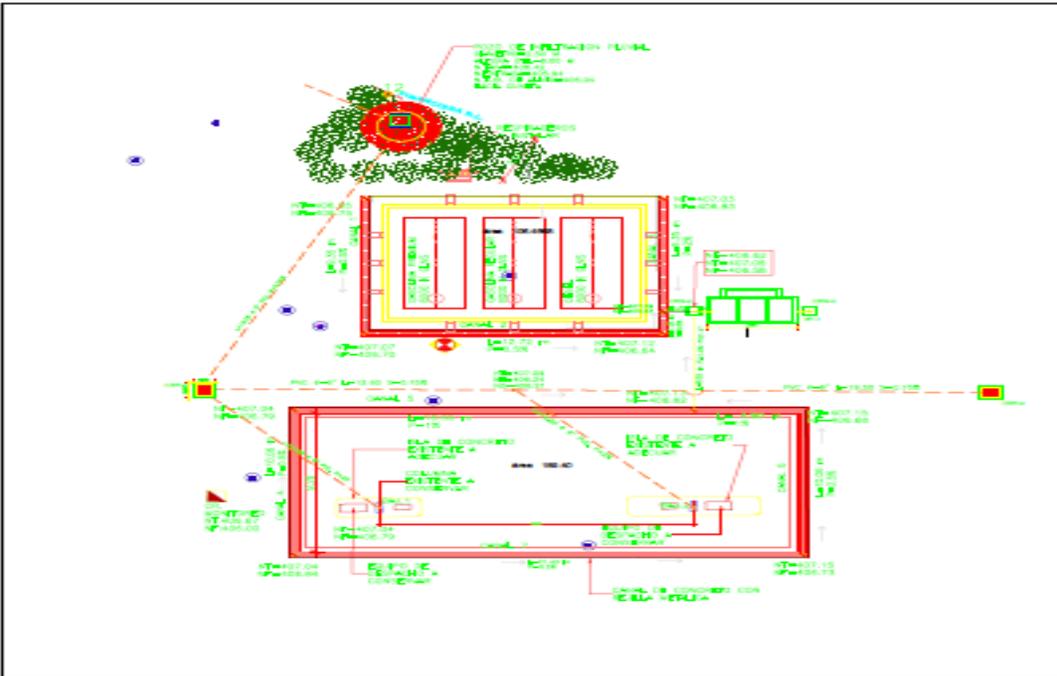


Tabla. 30 Calculo hidráulico de canales

Ubicación	Q m³/s	P. Terreno m/m	P. Canal m/m	y m	V (m/s)	Terreno (m)		Long m	Elevac. Tramo (m)		Altura de canal (m)	
						Aarriba	Aabajo		Aarriba	Aabajo	Aarriba	Aabajo
Area de TANQUES												
Costado oeste (Canal1)	0,00151	-0,0128	0,0050	0.0208	0.36	406,95	407,07	9,35	406,75	406,70	0,20	0,37
Costado sur (canal 2)	0,00302	-0,0039	0,0050	0.032	0.46	407,07	407,12	12,72	406,70	406,64	0,37	0,48
Costado este hacia norte	0,00302	0,0207	0,0050	0.032	0.46	407,12	407,09	1,45	406,64	406,63	0,48	0,46
Costado este (canal 3)	0,00151	-0,0064	0,0200	0.013	0.56	407,03	407,09	9,35	406,83	406,64	0,20	0,45
	0,00452											
Area de Canopia No. 1												
Costado oeste (Canal 4)	0,00030	0,0000	0,0050	0,007	0,20	407,04	407,04	10,06	406,84	406,79	0,20	0,25
Costado norte (canal 5)	0,00060	-0,0048	0,0100	0,011	0,26	407,04	407,12	16,55	406,79	406,62	0,25	0,50
Costado sur (Canal7)	0,00030	-0,0051	0,0050	0,007	0,20	407,04	407,15	21,43	406,84	406,73	0,20	0,42
Costado este (Canal 6)	0,00060	0,0000	0,0050	0,011	0,26	407,15	407,15	10,06	406,73	406,68	0,42	0,47
Costado nor este (canal5)	0,00060	0,0000	0,0100	0,009	0,32	407,15	407,15	4,90	406,68	406,63	0,47	0,52

Según cálculos en tabla 30 para caudales esperados los tirantes en los canales son muy pequeños y las velocidades de diseño oscilan entre 0.20 m/s como mínima y 0.56 m/s máxima, lo que demuestra que el canal tiene capacidad para mayores caudales,

las velocidades mínimas, no obstante, son suficientes para remover arenas o sólidos finos (Mayor de 0.20 m/s) y no existe el peligro de que las grasas se queden en los canales debido a su densidad.

5.2.4.2.2 Tuberías de agua industrial

En la tabla 31 y 32 se muestran los cálculos de los diámetros de tubería de la red de agua industrial.

Tabla. 31 Análisis hidráulico de la red de alcantarillado sanitario

Tramo	De Punto	A Puntos	Caudal diseño (lps)	Long m	Diam. mm	Pendientes		QII (lps)	Velocidad	
						Terr. %	Tub. %		Lleno m/s	Diseño m/s
1	CANOPIA	CR - 4	0,0012	6,55	100	0,92	2,00	9,50	1,21	1,21
2	TANQUE	CR - 4	0,00452	1,3	100	6,92	1,00	6,72	0,85	0,69
3	CR - 4	INTERCEP	0,00573	0,71	150	0,00	0,50	14,00	0,79	0,77
4	INTERCEP	CR - 3	0,0057	0,7	150	0,00	0,50	14,00	0,79	0,77
5	CR - 3	POZO INF	0,0057	1,4	150	0,00	0,50	14,00	0,792	0,77

Tabla. 32 Cálculos topográficos de la red alcantarillado sanitario

Tramo	De Punto	A Puntos	Elevación de terreno (m)		Elevación de fondo de la tubería (m)		Prof. de Excavac (m)	
			A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo
1	CANOPIA	CR - 4	407,12	615,85	406,62	406,49	0,50	0,57
2	TANQUE	CR - 4	407,15	407,06	406,63	406,62	0,52	0,44
3	CR - 4	INTERCEP	407,06	407,06	406,59	406,58	0,47	0,48
4	INTERCEP	CR - 3	407,06	407,06	406,48	406,48	0,58	0,58
5	CR - 3	POZO INF	407,06	407,06	406,45	406,44	0,61	0,62

5.2.4.3 Tratamiento de las Aguas Residuales Industriales

5.2.4.3.1 Interceptor

Las aguas residuales industriales recolectadas serán transportadas hasta un Interceptor de Hidrocarburos (**Tabla 33**).

Tabla. 33 Dimensiones de interceptor de hidrocarburos

Ítem	Fórmula	Valor	Unidad
Caudal	Q	0.006	m ³ /s
		6.02	l/s
Volumen	V= Q*Pr	9.03	m ³
Tiempo de Retención	Pr	25.000	min
		1500.00	seg
Altura Propuesta (H)	H	1.80	m
Área (A)	A= V/H	5.02	m ²
Ancho de Interceptor	A = B*L =1.5B ² B= (A/1.5) ^{1/2}	1.67	m
Longitud (L)	L = 1.8B	3.00	m
Bt	B Total	1.97	m

5.2.4.3.2 Disposición final

Los efluentes líquidos tanto del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas, así como las aguas residuales industriales del Interceptor de Hidrocarburos serán dispuestos a través de pozos infiltración. Ver Tabla 34 y Planos en apéndice E.

Según resultados de la Prueba de Infiltración realizada en el sitio del proyecto y facilitada por el dueño del proyecto, la capacidad de infiltración equivale a 154 l/m²-día. (Ver Anexo 6).

Tabla. 34 Calculo del pozo de infiltración

Descripción	Unidad	simbología	Valor
Q de aguas residuales domésticas	l/día	Qmd	2547,30
Q de Aguas industriales	l/día	Qmi	5729,50
Qm total	l/d	Qmtotal=Qmd+Qmi	8276,80
Capacidad de absorción calculada, ya incluye factor de seguridad	l/m ² *día	Ci	154,00
A=Q/Velocidad de infilt	m ²	A=Q/Ci	53,75
A = 3.1416 *D*H			
Diámetro	m	D	2.5
Profundidad	m	H= A/3.1416*D	6,84

Por lo que las dimensiones del pozo son:

Diámetro $\Phi=2.5$ m y profundidad útil de H=7.00 m.

5.3 Drenaje Pluvial

5.3.1 Drenaje de techos

Las áreas de drenaje fueron calculadas a partir de los Planos Arquitectónicos (Tabla 35) resultando áreas máximas de drenaje del techo es 189.40 m², para C=0.9 e Intensidad de 170, resultando un Caudal de 4.56 l/s.

Tabla. 35 Caudales pluviales

Descripción	Áreas	Intensidad de lluvia mm/h	Coef de escorrentía	Q		Captación
	m ²			m ³ /s	l/s	
Área Canopia No. 1	189,4	170	0,9	0,008050	8,050	Entre 2 bajantes de 4"
Techo de edificio lado sur este	56,826	170	0,9	0,002415	2,415	Entre 1 bajantes de 4" a pozo de
Techo de edificio lado nor Este	47,62	170	0,9	0,002024	2,024	
Caudal total				0,012488	12,488455	a pozo de infiltración

5.3.2 Canales.

Se proponen canales PVC de 0.15 m de ancho y 0.15 m de altura, y con bajantes de 4 pulg. Ver Tabla 36. Ver Planos.

Tabla. 36 Canales de techo

Ubicación	Q m ³ /s	P. Canal	y	V
		m/m	m	(m/s)
Área Canopia No. 1 (a cada bajante)	0,00400	0.01		
Techo de edificio de oficina lado sur este	0,002415	0,01	0.028	0.57
Techo de edificio de oficina lado nor Este	0,002024	0,01	0.039	0.67
Caudal total	0.0124			

5.3.3 Bajantes.

Para captar el agua de las áreas de techo de la oficina y canopia se utilizaron bajantes de diámetro de 4". El área de la canopia fue dividida en 2 bajante de 4" y el área de la oficina en un bajante de 4" en todos los casos se puede ver tabla 37 que con una Intensidad de lluvia es de 170 mm/hora, los bajantes propuestos tienen mucha mayor capacidad.

Tabla. 37 Diámetros de bajantes

Diámetros de Bajantes	Intensidad de lluvia mm/hora		
	150	170	200
	área servida (m2)		
3	135	121	100
4	285	255	210

5.3.4 Tuberías

Para drenar el caudal total de 12.4 l/s de la canopia y las Oficinas se recolectará a través de tuberías de 150 mm ($\varnothing=6''$) de PVC según cálculos en tablas 38 y 39.

Tabla. 38 Calculo hidráulico de tuberías de drenaje pluvial

Registro		Caudal diseño (lps)	Long m	Diám mm	Pendientes		QII (lps)	Velocidad	
No Del	No Al				% Terr.	% Tub.		m/s Lleno	m/s Diseño
BAJ 4	BAJ 3	2,42	6,50	150	6,15	2,00	31,18	1,76	1,05
BAJ3	CRP1	4,44	0,63	150	7,94	4,00	44,09	2,50	1,62
CRP1	CRP2	4,44	25,00	150	-0,28	1,00	22,05	1,25	0,98
CRP2	CRP3	4,44	11,65	150	0,17	0,75	19,09	1,08	0,85
CRP3	TUB. BAJ 2	4,44	19,5	150	0,31	0,75	19,09	1,08	0,85
BAJ2 (canopia)	CRP4	8,46	12,60	150	3,10	0,75	19,09	1,08	1,01
CRP4	P. DE INFILTRAC	12,49	19,25	150	1,45	0,75	19,09	1,08	1,11

Tabla. 39 Dimensionamiento de tuberías de drenaje pluvial

Registro		Long	Diám	Pendien- tes	Elev. Terreno (m)		Elev. Invert (m)		Prof. Excav (m)		Cálculo de caída (m)	
No	No	m	mm	%	A. arr	A.ab	A. arr	A.ab	A. arr	A.ab	Calc	Prop
Baj 4	Baj 3	6,50	150	2,00	407,55	407,15	407,00	406,87	0,55	0,28	0,01	0,03
BAJ3	CRP1	0,63	150	4,00	407,15	407,10	406,84	406,81	0,31	0,29	0,03	0,03
CRP1	CRP2	25,00	150	1,00	407,10	407,17	406,78	406,53	0,32	0,64	0,01	0,03
CRP2	CRP3	11,65	150	0,75	407,17	407,15	406,50	406,41	0,67	0,74	0,01	0,03
CRP3	TUB. BAJ 2	19,5	150	0,75	407,15	407,09	406,38	406,24	0,77	0,85	0,01	0,03
BAJ2 (canopia)	CRP4	12,60	150	0,75	407,09	406,70	406,21	406,11	0,88	0,59	0,01	0,03
CRP4	P. DE INFILTRAC	19,25	150	0,75	406,70	406,42	406,08	405,94	0,62	0,48	0,02	0,03

5.3.4 Cajas de Registro Pluvial

Se ubicó una caja pluvial con parrilla para la evacuación de aguas pluviales de áreas de rodamiento y los caudales recolectados por los bajantes.

El agua drenada de techos y áreas de rodamiento serán descargadas al pozo de infiltración con tubería de alivio hacia la cuneta de la calle existente aledaña al sitio del proyecto.

5.3.5 Pozo de Infiltración Pluvial

Según resultados de la Prueba de Infiltración realizada en el sitio del proyecto y facilitada por el contratante, el coeficiente de permeabilidad K es igual 2.98×10^{-5} cm/s. (Ver Apéndice A), las aguas pluviales se infiltrarán y almacenarán en un pozo de infiltración al noroeste de la gasolinera y en casos que la lluvia se incremente el pozo tendrá una tubería de alivio hacia un vado existente en la calle. El cálculo del pozo se demuestra en tabla 40 a continuación.

Tabla. 40 Calculo hidráulico de pozo de infiltración

Descripción	Simbología	Unidad	Pozo
Velocidad de Infiltración	Vinf	m3/s	0,00000024
área permeable del pozo	Ap	m2	47,124
Caudal de Infiltración por pozo	Qinf/pozo	m3/s	0,000011
Caudal de escorrentía	Qesc	m3/s	0,0013496
Tiempo de escorrentía	Tesc	min	10
Volumen de escorrentía	Vesc	m3	0,80980911
Número de pozos	N	un	1
Porosidad del material	p	%	30
Volumen de almacenamiento por pozo	Valm zanja/pozo	m3	20,61675
Volumen Total de almacenamiento	Vt almac	m3	20,61675
Caudal total de Almacenamiento	Qalmac	m3/s	0,03436125
Caudal total de infiltración	Qinf total	m3/s	0,000011
Diámetro del pozo	D	m	2,50
Altura del pozo	H	m	6,00
Tiempo de infiltración	Tinf	horas	20,02

Para una lluvia de 10 min y un caudal máximo, asumiendo el valor recomendado de la velocidad de infiltración, el agua tardaría en infiltrarse menos de 20 horas. En caso de eventos de mayor caudal, este escurriría superficialmente ya que la capacidad de infiltración del terreno es pobre.

5.4 Resumen de Obras Propuestas

Las obras propuestas se ajustaron a los planos arquitectónicos, al uso que se le dará a la edificación, a los niveles de piso terminado según datos topográficos. A continuación, se describen:

5.4.1 Sistema de Agua Potable

5.4.1.1 Acometida

La Tubería de la acometida desde el medidor a la Cisterna (tanque bajo) será de un diámetro de 1" de PVC SDR-26 con una longitud de 15.00 m aproximadamente El medidor será nuevo con diámetro de 1" y válvulas tendrán el mismo diámetro del medidor (ver Planos).

5.4.1.2 Red de distribución

El suministro interno para cada servicio se realizará en tuberías PVC de diámetro de 1/2", 3/4", 1" y 1 1/2". La longitud total aproximada medida horizontalmente es de 80.58 m las que se resumen en Tabla 41.

Tabla. 41 Tuberías de red de agua potable

Diámetros		Longitud (m)	Material
1/2"	12.7 mm	3	PVC SDR-13.5
3/4"	19.05 mm	37.04	PVC SDR-17
1"	25.40 mm	36.51	PVC SDR-26
1 1/2"	38.00 mm	4.03	PVC SDR-26

5.4.1.3 Sistema Hidroneumático

5.4.1.3.1 Cisterna

El suministro de agua potable para el proyecto se efectuará a través de un sistema de presión, conformado por un tanque de concreto de 9.55 m³ con dimensiones: altura útil de 2.70 m, ancho de 1.85 m y longitud de 2.00 m, ubicada en el costado nor este de la gasolinera.

5.4.1.3.2 Equipo de Bombeo

El sistema de bombeo constará de una bomba centrífuga de eje horizontal, con capacidad de bombeo contra la red de 30 gpm, con carga total dinámica de 115 pies y potencia de 1.5 H.P. con energía monofásica de 115/230 voltios. El diámetro de la tubería de succión de diámetro de 2" y la descarga será de 1 ½". (ver especificaciones en Anexo No.3).

5.4.1.3.3 Tanques Hidroneumáticos.

Dos tanques hidroneumáticos sobre la cisterna, marca Pro-Source, modelo PS320-TR-50 con Capacidad de 119 galones con conexión de 1 ¼", permitiendo dar suministro con suficiente presión a todos los puntos de la red. (ver Anexo 3.)

5.4.2 Sistema de Aguas Residuales

5.4.2.1. Red de Recolección de aguas domésticas.

Las tuberías de la red interna y externa tienen una longitud total 160.49 m de tubería PVC SDR-41, con diámetros que varían desde 50 mm (2") con una longitud de 30.39

m, tubería de 100 mm (4") con 10.10 m aproximados y de 150 mm (6") con una longitud de 120 m. Se construirán 4 cajas de registro sanitarias para limpieza y mantenimiento de las tuberías.

5.4.2.2 Tratamiento de aguas residuales

5.4.2.2.1 Tanque séptico

El tanque séptico será de mampostería de dos cámaras, con volumen de 3.25 m³, con un ancho útil de 1.00 m y ancho total de 1.40m, de longitud útil de 1.95 m, con longitud total de 2.55 m y 1.67 m altura de agua y altura total de 2.20 m.

La evacuación de los gases se hará por medio de una tubería de 2" que se colocará en la parte superior de una de las paredes del tanque Séptico, incrustada en la viga. Esta tubería conducirá los gases hacia arriba a una altura mínima de 1.80 sobre el nivel del tanque.

5.4.2.2.2 Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)

El filtro anaerobio tiene un volumen de 2.07 m³, el cual se diseñó con una pared en común con el tanque séptico, sus dimensiones útiles son: longitud de 1.15 m, ancho de 1.00 m y altura útil de 1.80 m.

5.4.2.2.3 Pozo de Infiltración

Se construirán un pozo de infiltración, para disponer los efluentes del Tanque séptico – FAFA e Interceptor, las dimensiones se presentan en Tabla 43

5.4.3 Sistema de Aguas Residuales Industriales

5.4.3.1 Canales con Rejilla

Se colocarán aproximadamente 92.42 m de canales con rejillas específicamente en las áreas de despacho y área de tanques. Los canales serán de concreto de 0.20 m de ancho interno y 0.20 mínimo de altura con rejilla de acero y pendientes según se muestra en plano hoja N° 2 de 8.

5.4.3.2 Tuberías de Drenaje de Aguas Residuales industriales

Se instalarán 10.66 m de tuberías de 150 mm (6") de diámetros de PVC como se indican en planos, las que conducirán las aguas residuales oleosas hacia el sistema de tratamiento y posteriormente a su disposición final.

5.4.3.3 Interceptor

Se construirá un interceptor de hidrocarburos de tres cámaras, para el tratamiento de las Aguas de Lavado de piso del área de despacho, tanques, con capacidad de 8.59 m³, el que será construido en concreto de 3000 psi con dimensiones que se detallan en Tabla 42 y plano HS-1.

Tabla. 42 Dimensiones de interceptor de grasas

Características	Unidad	No.1
Longitud útil (Lu)	m	3.06
Longitud total (Lt)	m	3.70
Ancho interior (B)	m	1.70
Ancho total	m	2.00
Altura útil (Hu)	m	1.65
Altura Total (Ht)	m	2.10

Los detalles se muestran en planos.

5.4.3.4 Pozo de Infiltración

Se construirán un pozo de infiltración, para disponer los efluentes del interceptor y del Tanque séptico – FAFA, las dimensiones se presentan en Tabla 43

Tabla. 43 Dimensiones del pozo de infiltración

Características	Unidad	No.1
Volumen	m ³	8.82
Diámetro	m	2.5
Altura útil	m	6.84
Altura total	m	7.70

5.4.4 Sistema de Aguas Pluviales

5.4.4.1 Canales pluviales, bajantes y tuberías.

A continuación, en Tabla 44 se describen las obras de drenaje.

Tabla. 44 Captación de pluviales de techo

Descripción	Unidad	Cantidad	Longitud unit. (m)	Total	Ubicación
Bajantes de Ø= 4"	c/u	2	4.00	8	Canopia
Canal de Zinc liso cal 24 0.30 m *0.15 m	m	8	6	48	
Canal de PVC	m	8	6	48	
Canal de concreto	m	1	94.42	94.42	Oficina.
Tuberías de Ø= 6"	m	21	6	126	Canopia -
Tuberías de Ø=4"	m	3	6	18	Oficina
Cajas de registro con parrilla .	un	4		4	Canopia y Oficina.

En este caso las longitudes se ajustaron a lo que vende el mercado tubos de 6 m

5.4.4.2 Pozos de Infiltración

Para la disposición de las aguas pluviales se construirá un pozo de infiltración en el área verde al norte de la estación, las dimensiones son las siguientes:

Diámetro = 3.00 m y altura de 8.00 m, relleno de piedra bolón con de grava de 1"-4", para facilitar la infiltración, y de esa manera disminuir la cantidad de agua hacia el vado o cunetas.

5.5 Presupuesto de Obras propuestas

Los costos de obras propuestas son de C\$ 1,091,586.84 (Un millón noventa y un mil quinientos ochenta y seis con 84/100) equivalentes a U\$ 34,219 (Por 1U\$/31.90 C\$) y se resumen en tabla 40 donde se desglosan por cada sistema. Los detalles de costos se presentan en Apéndice C

Tabla. 45 Resumen de costos de obras propuestas

Actividad	Costos Totales
	Total, Costo Directo
Descripción De Actividad	C\$
Preliminares	33,825.85
Agua Potable	69,400.45
Agua pluvial	69,728.47
Pozo de Infiltración (agua pluvial)	152,114.58
Instalación de Válvulas Y Accesorios (Incluye Accesorios)	20,857.21
Aguas Residuales	43,031.56
Filtro Anaerobio Ascendente (Fafa)	41,160.29
Rejillas	65,423.49
Cajas De Registro	12,080.17
Interceptor De Hidrocarburos	87.962,09
Pozo De Infiltración	108.984,66
Movilización Y Desmovilización	15.000,00
Total Costos Directos	719,568.82
Total Costos Indirectos:	110.990,00
Administración	24,916.76
	85,547.56
Utilidades:	
Sub Total:	941,023.14
Iva (15%)	141,153.47
Impuesto Municipal (1%):	9,410.23
Costo Total C\$:	1,091,586.84

5.5 Manual de actividades para la operación y mantenimiento de las obras propuestas.

Ver Apéndice B

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

La demanda instantánea de agua de todos los artefactos calculada es de 30 gpm, este caudal será suministrado por un sistema hidroneumático a toda la red, cumpliendo así con las presiones residuales en los nodos.

Las tuberías en la red de agua potable interna varían entre ½", ¾", 1" y 1 ½" todas de PVC. Las de diámetro de ½" cédula SDR-13.5, las tuberías de ¾" serán de PVC SDR-17 y de 1" y 1 ½" de SDR-26.

El volumen de la cisterna es de 9.55 m³ para a 2 días de reserva, este tiene la capacidad para abastecer la demanda de agua máxima de la gasolinera y el tiempo de llenado se determinó para un período de 2-4 horas, por lo que el diámetro de la acometida resultó de 1" con velocidades que oscilan de 0.87 a 1.74 m/s.

Los diámetros en la red de aguas residuales varían de 2" (50 mm) a 4" (100 mm) 2" y descargan a la planta de tratamiento.

Todas las velocidades en la red de agua potable y aguas negras cumplen con los rangos establecidos en la Normas del INAA (0.60 m/s y 3 m/s).

El sistema de Tratamiento utilizado para las aguas residuales domésticas fue un Tanque -séptico-FAFA y para las aguas industriales un Interceptor de hidrocarburos y la disposición final de ambos tratamientos en un pozo de infiltración, cumpliendo con las Normas de Vertido del MARENA.

Los canales de drenajes proyectados tendrán suficiente capacidad para conducir el flujo de agua producido en las áreas de Canopia y áreas de tanques .

Los caudales de escorrentía de las áreas de techo de Canopia y de oficina serán captadas por bajantes y conducidas a través de tuberías de 6" hacia un pozo

infiltración. Y la que no logre infiltrarse debido a la pobre capacidad del subsuelo, drenará a un vado existente al nor-oeste de la gasolinera.

Recomendaciones

- ❖ Capacitar debidamente al personal para el buen funcionamiento de los sistemas de agua y aguas residuales.
- ❖ Dar seguimiento a la planta de tratamiento de Aguas Residuales con el Manual de Operación y Mantenimiento .
- ❖ Ejecutar el diseño estructural de cisterna del sistema de Agua Potable.
- ❖ Implementar un sistema de tuberías trazados con ángulos que existan accesorios en el mercado con el fin de cuando exista deterioro reemplazarlos de manera fácil.
- ❖ Se recomienda colocar una trampa de grasas en el efluente de la cocina antes de que estas aguas entren al tanque séptico.

BIBLIOGRAFÍA

1. Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza de la asignatura de Ingeniería Sanitaria I. Ing. (Inf) Freddy Marlo Magne Ayllon. Monografía, Cochabamba, Bolivia.
2. Guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores de 10,000 habitantes. La Paz, Julio 2005.
3. Ingeniería Hidráulica en Abastecimiento de Agua. Valencia, Julio 2003.

Evaluación y Ampliación del sistema de agua potable en la ciudad de El Sauce, León. Ing. Frania Osorio Torrez, Ing. Ajax Moncada Castillo. Monografía UNI.

4. Manual para el diseño sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario. Ing. José Manuel Jiménez Terán.
5. Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados Ente Regulador. Managua, Nicaragua 2001.
6. Normas Técnicas para el Abastecimiento y Potabilización del Agua (NTON 09 003-99). Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados ente regulador, INAA.
7. Desinfección del Agua. Felipe Solsona- Juan Pablo Méndez 2002. Impreso en la OPS/CEPIS. Lima-Perú.
8. Abastecimiento de Agua - Teoría y Diseño. Simón Arocha R - Ediciones. Vega S.R.L, 1980. Venezuela. Manual de HIDRÁULICA J. M. Acevedo Netto-Guillermo Acosta Álvarez 1975, Editorial HARLA S.A.

ANEXOS

Anexo 1. Tablas y gráficos Tabla 1-1 Factor de uso según número de artefactos

Accesorios	Tipo, FUSO en %			
	N°	Normal	Fluxómetro	Francia
1	100.00	100.00	100.00	100.00
2	100.00	100.00	100.00	100.00
3	80.00	65.00	70.71	70.71
4	68.00	50.00	57.74	57.74
5	62.00	42.00	50.00	50.00
6	58.00	38.00	44.72	44.72
7	56.00	35.00	40.82	40.82
8	53.00	31.00	37.80	37.80
9	51.00	29.00	35.36	35.36
10	50.00	27.00	33.33	33.33
20	42.00	16.00	22.94	22.94
30	38.00	12.00	18.57	18.57
40	37.00	9.00	16.01	16.01
50	36.00	8.00	14.29	14.29
60	35.00	7.00	13.02	13.02
70	34.00	6.00	12.04	12.04
80	33.00	5.30	11.25	11.25
90	32.00	4.60	10.60	10.60
100	31.00	4.20	10.05	10.05
200	30.00	3.10	7.09	7.09
300	29.00	1.90	5.78	5.78
500	27.00	1.50	4.48	4.48
800	26.00	1.20	3.54	3.54
1000	25.00	1.00	3.16	3.16

Gráfica I-1. Curva de Hunter

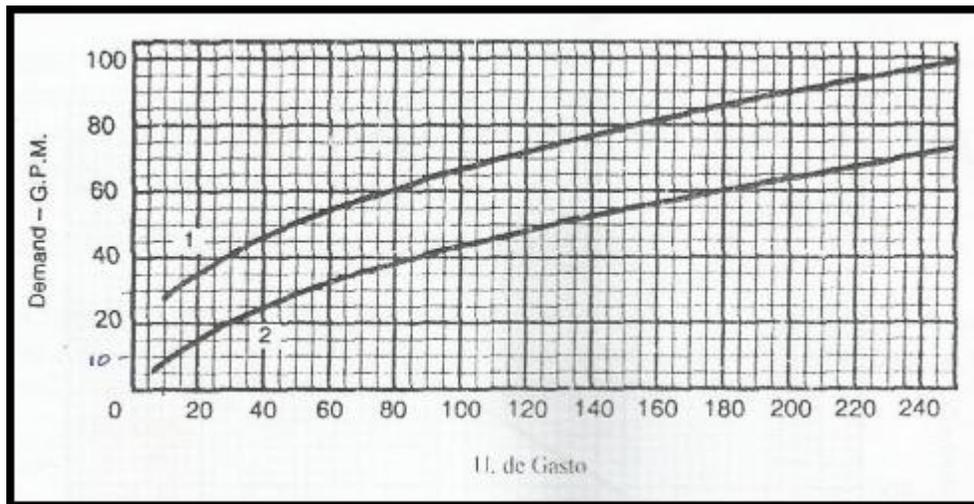
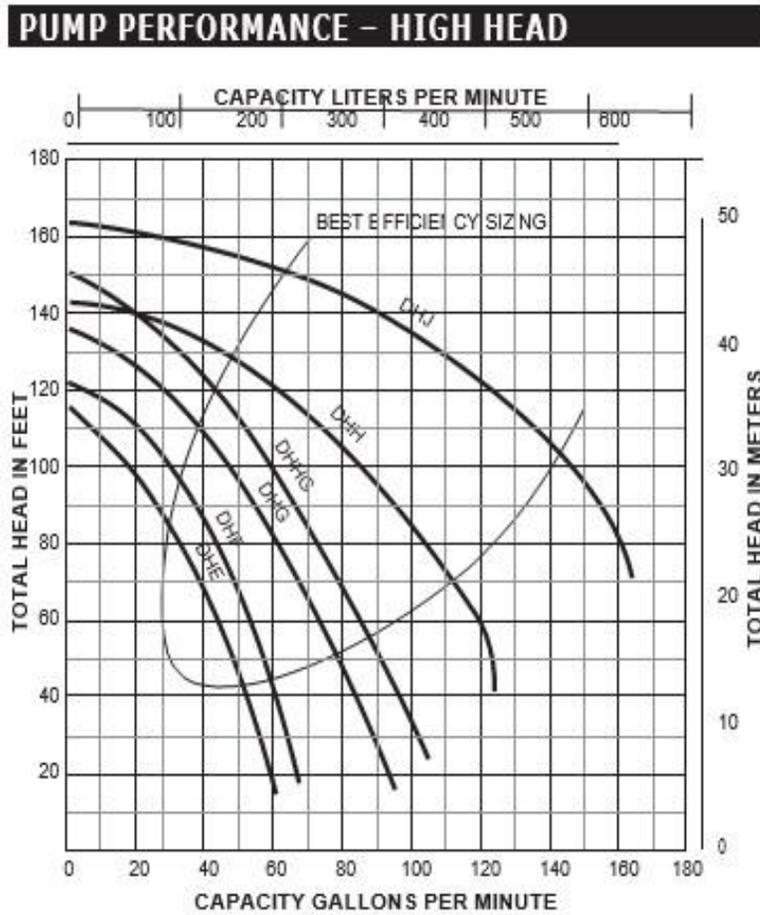


Tabla de coeficientes de Hazen – Williams.

Material	Coefficiente de Hazen-Williams
Asbesto-cemento (nuevo)	135
Cobre y Latón	130
Ladrillo de saneamiento	100
Hierro fundido, nuevo	130
Hierro fundido, 10 años de edad	107 – 113
Hierro fundido, 20 años de edad	89 – 100
Hierro fundido, 30 años de edad	75 – 90
Concreto, acabado liso	130
Concreto, acabado común	120
Acero galvanizado (nuevo y usado)	125
Acero remachado nuevo	110
Acero remachado usado	85
PVC	140
PE	150
Plomo	130 -140
Aluminio	130

Anexo 2. Curva característica para la selección de la bomba



Anexo 3. Especificaciones de Sistema Hidroneumático.



steel pressurized water system tanks



■ Use wherever pressurized tanks are needed in water systems applications.

SPECIFICATIONS

Shell – Heavy gauge steel
Base – High-impact composite; ABS
Finish – Electrostatically applied, baked-on polyester paint
Water Cell – One piece seamless PVC, made from FDA listed material
Flange – Reinforced polypropylene
Service Connection – Reinforced polypropylene integral to flange
Air Valve – Rubber stem/brass body Schrader valve assembly
UV Valve Cover – High density polyethylene

UL Classified to ANSI/NSF Standard 61, Drinking Water System Components – Health Effects



PRO-Source™ is a trademark of WICOR Industries.
 In order to provide the best products possible, specifications are subject to change.

ORDERING INFORMATION

Catalog Number	Maximum Capacity gal/liter	Diameter ^a inch/cm	Height ^a inch/cm	Length inch/cm	Precharge PSI/kPa	Connection Size Female	Drawdown in Gallons/Liter			Weight lbs/kg
							20-40	30-50	40-60	
VERTICAL MODELS										
PS15-S02	6.0 / 22.7	12 / 30.5	16.1 / 40.9	-	40 / 276	3/4" NPT	2.2 / 8.3	1.8 / 6.8	1.6 / 6.0	18 / 8.2
PS30-T01	14 / 53	16 / 40.6	23 / 54.4	-	40 / 276	1" NPT	4.8 / 18.2	4.1 / 15.5	3.6 / 13.6	37 / 16.8
PS42S-T02	19 / 72	20 / 51	21 / 53.3	-	40 / 276	1" NPT	6.9 / 26.1	5.8 / 21.9	5.0 / 18.9	45 / 20.4
PS42T-T02	19 / 72	16 / 40.6	27.5 / 70	-	40 / 276	1" NPT	6.9 / 26.1	5.8 / 21.9	5.0 / 18.9	40 / 18.1
PS75T-T03	32 / 121	16 / 40.6	43 / 109	-	40 / 276	1" NPT	11.6 / 43.9	9.8 / 37.1	8.5 / 32.2	56 / 25.4
PS82T-T05	35 / 133	20 / 51	33 / 84	-	40 / 276	1" NPT	12.7 / 48.1	10.7 / 40.5	9.3 / 35.2	66 / 29.9
PS120-T50	50 / 189	24 / 61	32.5 / 83	-	40 / 276	1-1/4" NPT	18.3 / 69.3	15.5 / 58.7	13.4 / 50.7	84 / 38.1
PS200-T51	62 / 235	24 / 61	39.5 / 100	-	40 / 276	1-1/4" NPT	21.4 / 81.0	18.3 / 69.3	16.0 / 60.6	112 / 50.8
PS220-T52	85 / 322	24 / 61	51 / 130	-	40 / 276	1-1/4" NPT	30 / 113.6	26 / 98.4	22 / 83.3	124 / 56.2
PS320-TR50	119 / 450	24 / 61	68 / 173	-	40 / 276	1-1/4" NPT	41.3 / 156.3	35.4 / 134.0	31.0 / 117.3	140 / 63.5
HORIZONTAL MODELS										
PS15H-S05	6.0 / 22.7	12 / 30.5	13.8 / 35.0	16 / 40.6	40 / 276	3/4" NPT	2.2 / 8.3	1.8 / 6.8	1.6 / 6.0	22 / 10
PS42H-S00	19 / 72	16 / 40.6	17.5 / 44.5	28 / 71.1	40 / 276	1" NPT	6.9 / 26.1	5.8 / 21.9	5.0 / 18.9	40 / 18

^aSubject to change without notice.

Maximum Operating Pressure = 100 PSI

Maximum Liquid Temperature: 120°F (49°C)

Maximum External (Ambient) Temperature: 125°F (52°C)



steel pressurized water system tanks

FEATURES

Heavy Gauge Metal Construction – Sturdy “welded wrapper and head design.” Built to last.

Polyester Paint Finish – Electrostatically powder painted, then oven baked for a smooth high-gloss, appliance-quality finish. Resists corrosion.

Elongated, Seamless Water Cell –

– Controlled 2-dimensional cell expansion.

– Rugged, seamless “water cell” prevents the most common cause of pump failure – “waterlogging”

– Water never touches the steel tank material.

– Translucent bag material facilitates manufacturing quality control inspection.

Composite Sealing Flange –

– Corrosion-resistant.

– Integral o-ring groove better traps the water cell’s sealing ring.

– Reinforcing ribs strengthen and maintain a flat smooth sealing surface.

Integral Stand Pipe – Keeps the water cell standing erect, promoting complete flushing of the water entering/exiting the tank.

Nitrogen-Rich Precharge – Decreases air permeation three to four times over straight air precharge.

40 PSI Precharge – Ready for use with 40/60 pressure range systems.

Enables installer to reduce pressure depending on pressure switch setting.

Sturdy Base – Tested-tough composite construction.

Five Year Warranty – Managed and provided by WICOR Industries, the only US pump manufacturer to design and manufacture fibre-wound and steel tanks!

PRO-Source™ Tank Sizing Rule:

Size tank for one gallon of drawdown for each gallon per minute of pump capacity.

Example:

For a 1 HP 20 GPM unit pumping 20 gallons per minute on a 30-50 pressure switch setting, the properly sized PRO-Source™ tank is a PS220-T52 which has a 26 gallon drawdown.

CHART A – TANK SELECTION CHART

Pump GPM	System Pressure Switch Setting – PSI					
	20-40		30-50		40-60	
	Run Times					
	1 Minute	2 Minute	1 Minute	2 Minute	1 Minute	2 Minute
5	PS42T	PS75T	PS42T	PS82T	PS42T	PS82T
7-1/2	PS75T	PS82T	PS75T	PS120	PS75T	PS200
10	PS75T	PS200	PS82T	PS200	PS82T	PS220
12-1/2	PS82T	PS200	PS120	PS220	PS120	PS220
15	PS120	PS220	PS120	PS120 (2)	PS200	PS200 (2)
20	PS200	PS200 (2)	PS200	PS200 (2)	PS220	PS220 (2)
30	PS220	PS220 (2)	PS120 (2)	PS220 (2)	PS200 (2)	PS220 (3)
30	-	-	PS320	PS320 + PS220	PS320	PS320 (2)
50	PS200 + PS220	PS220 (3)	PS220 (2)	PS220 (4)	PS220 (2)	PS220 (5)
50	-	PS320 (2) + PS200	-	PS320 (3)	PS320 (2)	PS320 (4)

NOTE: Drawdown will be affected by operating temperature of the system, accuracy of the pressure switch and gauge, the actual precharge pressure, and rate of fill.

Pumps installed with a PRO-Source™ tank require a 100 PSI relief valve. Relief valve must be capable of relieving entire flow of pump at relief pressure.

CHART B – DRAWDOWN VOLUME MULTIPLIER* (APPROX.)

Pump Off Pressure PSI	Pump Start Pressure – PSI							
	10	20	30	40	50	60	70	80
20	0.26							
30	0.41	0.22						
40		0.37	0.18					
50		0.46	0.31	0.15				
60			0.40	0.27	0.13			
70			0.47	0.35	0.24	0.12		
80				0.42	0.32	0.21	0.11	
90				0.48	0.38	0.29	0.19	0.10
100					0.44	0.35	0.26	0.17

*Utilize this chart if proper selection cannot be made using Chart A. Drawdown based on Boyle’s Law.

Procedure: 1. Identify drawdown multiplier relating to specific application.
2. Insert multiplier (X) into the following formula:

$$\frac{\text{Pump GPM} \times \text{Min Run Time}}{\text{Multiplier (X)}} = \text{Minimum Tank Capacity Required}$$

Example: An example of a 20 GPM pump with a minimum run time of 1 minute, installed on a 50 - 70 PSIG system pressure range:

$$\frac{20 \text{ GPM} \times 1 \text{ minute}}{.24 \text{ (factor) from Chart B}} = 83.3 \text{ minimum U.S. gallon tank capacity}$$

Referring to “Ordering Information” chart, the model PS220-T52 has the closest U.S. gallon capacity that is greater or equal to the minimum volume requirement of 83.3 U.S. gallons.



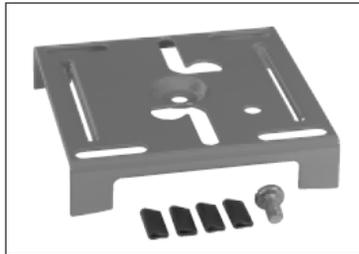
steel pressurized water system tanks

PRO-Source™ PROFESSIONAL PERFORMANCE TIPS

- ① Size tank to one gallon drawdown for each GPM capacity.
- ② Adjust factory precharge at installation, if needed.
- ③ Securely tighten sealing cap on air valve.
- ④ Check precharge every 6 months.



ACCESSORIES



PKG 198
Universal Jet
Mounting
Bracket



PKG 111,
PKG 112 or
PKG 207
Jet Pump-
to-Tank
Mounting Pkg.

ORDERING INFORMATION

PKG 198 – Jet Pump Mounting Bracket
PKG 111 – Pump to Tank Fitting Package for PL and PN Series jet pumps
PKG 112 – Pump to Tank Fitting Package for HN, SN, FN, HL, SL, and FL Series jet pumps
PKG 207 – Pump to Tank Fitting Package for HN, SN, FN, HL, SL and FL Series jet pumps, with galvanized fittings

MULTIPLE TANK INSTALLATIONS

PRO-Source™ tanks can be connected together to increase the supply of usable water (drawdown). Two tanks of the same size will double the supply and three tanks will triple the supply. See Figures No. 1 and 2 for the typical installations of this kind.

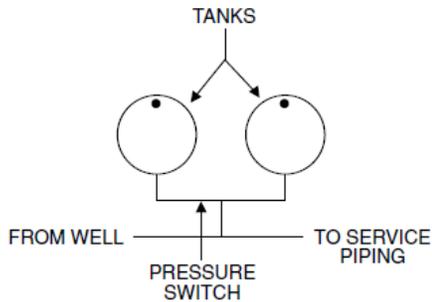


Figure 1

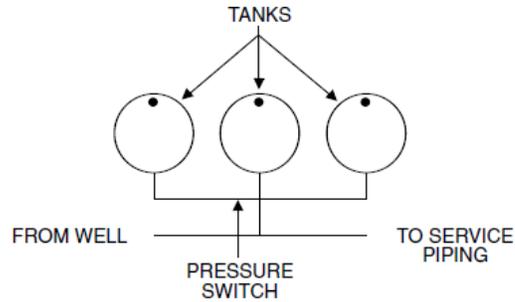
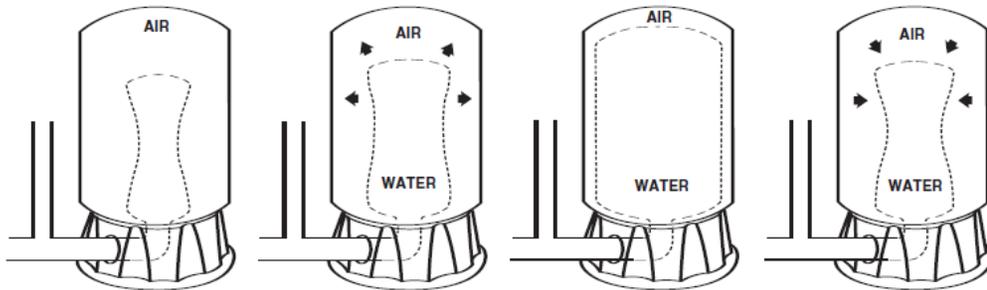


Figure 2



steel pressurized water system tanks

SEQUENCE OF OPERATION



WATER CELL IS COMPLETELY EMPTY:
A new cycle is ready to begin. Simple, positive action produces maximum drawdown on every cycle.

WATER BEGINS TO ENTER THE TANK:
Air is compressed around the water cell as it fills with water.

PUMP-UP CYCLE COMPLETED:
Air is now compressed to the cut-off setting of pressure switch.

WATER IS BEING DRAWN FROM THE TANK:
Compressed air in the tank forces water out of the water cell.

APÉNDICES

Apéndice A. Estudio de Suelos. Análisis de infiltración del suelo

❖ Introducción

Con el objetivo de ayudar a evacuar las aguas servidas de la estación de servicios PUMA ubicada en el Municipio de Santo Tomás, Chontales, se realizó un sondeo mecánico, con el fin de efectuar en el mismo una Prueba de Infiltración, que permita obtener los parámetros para el diseño de las obras de drenaje correspondientes. Para realizar los trabajos fue designada la empresa Dysconcsa y supervisada por el MSc. Gustavo A. González.

❖ Características de subsuelo

Sobre la base del estudio geotécnico realizado, en la siguiente tabla se presentan las características del sub-suelo encontradas en el sondeo No.3: sobre el cual se realizó la prueba de infiltración.

Profundidad (m)	Descripción	LL	IP	% <math>e < 4</math>	% <math>e < 20</math>	Clasificación SUCS
Prueba de Infiltración						
0.00 – 0.46	Arena Gravo Arcillosa, Color Gris Claro.	42	20	61	20	SC
0.46 – 0.91	Arena Limo Arcillosa Conglomerada de Alta Compresibilidad, Color Gris Oscuro.	54	21	91	34	SM
0.91 – 1.37	Limo Arcilloso de Alta Compresibilidad Con Arena, Color Café Oscuro.	58	16	100	72	MH
1.37 – 1.98	Arena Limo Arcillosa intemperizada, Color Ceniza	44	13	100	35	SM
1.98 – 5.94	Muestra Lavada					

❖ Ejecución y resultado de la prueba de infiltración

Una vez realizado el sondeo, se procedió a saturar el subsuelo alimentándolo con agua de forma sostenida y por gravedad a fin de establecer el régimen de flujo con el que

se comportará al final el sistema. Para esto, se ocupó una cantidad suficiente de agua durante una hora (1 h), hasta que se observó un consumo uniforme del agua, lo que indicó el momento propicio para iniciar las pruebas.

El consumo de agua se mantuvo constante a partir de un nivel fijo de agua, a partir de la superficie del terreno, creando un sistema tipo permeámetro de carga constante. Seguidamente se procedió a realizar la prueba mediante 12 conteos de consumo de 5 minutos de duración cada uno

❖ **Resultados de pruebas de infiltración**

Ubicación de Prueba	Lecturas de 5 min No.	Profundidad de Prueba (m)	Consumo Promedio (litro/minuto)
Sondeo SPT No 3	1	0.00 – 4.11	0.50
	2		0.50
	3		0.50
	4		0.50
	5		0.50
	6		0.40
	7		0.40
	8		0.30
	9		0.30
	10		0.20
	11		0.20
	12		0.20
			Promedio =0.38

Consumo promedio = 0.38 l/min = = 6.33 cm³/s

❖ **Coefficiente de permeabilidad K (Cm/S)**

$$K = \left(\frac{Q}{Pe} \right) \cdot \left(\frac{a\omega}{C} \right) \quad \left[\frac{cm}{c} \right]$$

Dónde:

Q= Agua absorbida [cm³/s]

Pe= Presión efectiva [g/cm²]

αW= Densidad del agua [g/cm³]

C= Coeficiente de Forma, dado por

$$C = (2nD) \frac{\frac{r^2}{D^2} - 1}{\ln\left(\frac{r}{D}\right) - 1} \text{ [cm]}$$

Dónde:

D = Diámetro del barreno (cm)

L = Longitud del tramo de prueba (cm)

Considerando que D = 2.5" = 6.35 [cm] y L = 5.94 [m] para la prueba de permeabilidad y que la densidad del agua es 1 g/cm³, los resultados que se obtienen aplicando la fórmula para obtener el Coeficiente de Permeabilidad (K) fueron los siguientes:

Área de absorción del sondeo $2 \times \pi \times 0.032 \text{ (m)} \times 5.94 \text{ (m)} = 1.18 \text{ m}^2$

Caudal Absorbido Q = 6.33 cm³/s = 6.33 x 10⁻⁶ m³/s

Consumo por m² / día

$$Q = (6.33 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}) \times (24 \text{ h/día}) \times (60 \text{ min/h}) \times (60 \text{ s/min}) / 1.185 \text{ m}^2 = 0.462 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Q = 0.462 m³ / m² / día

Utilizando un factor de seguridad de 3

Q = 0.154 m³ / m² / día

Por lo tanto el coeficiente de permeabilidad K = 2.98 x 10⁻⁵ cm/s = 2.57 cm/día

- ❖ Conclusiones y recomendaciones
- ❖ Conclusiones

Los resultados obtenidos de acuerdo carta de valores de referencia de permeabilidad del Dr. Arturo Casagrande, se encuentran en el rango de “de drenaje pobre”, el valor de **K de 2.98×10^{-5} cm/s = 2.57 cm/día**. Este valor es propio de las mezclas de arcillas y limos, lo cual se correlaciona con los materiales encontrados en el sondeo en el que se ha realizado la prueba de permeabilidad.

Los Resultados de Prueba de Infiltración realizada en el Sondeo No 3 son los siguientes:

Prueba No.	Profundidad (m)	Consumo ($\text{cm}^3/\text{s}/\text{m}$)	Presión por Gravedad (g/cm^2)	Factor de Forma, C (cm)	Coefficiente de Permeabilidad K cm/s
1	0.00–5.94	1.07	297	713.37	2.98×10^{-5}

Fotos de Prueba de Infiltración

Prueba de infiltración

Caja de muestras



Apéndice B. Manual de Operación y Mantenimiento del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas e Industriales.

1. Sistema de Aguas Residuales Domésticas.

1.1 Cajas de registro

Las Cajas de registro sirven como recolectores de los desagües con lo que se facilita su mantenimiento y limpieza. Aquí se conectan todas las tuberías de los ramales de desagüe.

1.2 Tanque Séptico y FAFA

El tanque séptico es un depósito en donde el material sedimentable que contienen las aguas residuales domésticas se sedimentan produciendo un líquido libre de sedimentos.

Las aguas residuales entrarán a los tanques a la cámara I (la de mayor volumen) mediante una tubería de PVC de 4" de diámetro. De la primera cámara, las aguas residuales pasarán a la segunda cámara mediante aberturas de 0.15 m de alto x 0.30 m de ancho.

La salida del agua, lo mismo que en la entrada, se hará mediante una tubería sumergida 50 cm por debajo del nivel del líquido dentro del tanque conectada a la salida mediante una tee, para evitar que la capa sobrenadante sea arrastrada en el flujo de salida.

Las aguas que salen del tanque séptico pasan con flujo ascendente hacia el filtro anaerobio y los efluentes son conducidos hacia una caja de registro mediante una tubería de PVC SDR 41 de 4" de diámetro y luego al pozo de infiltración.

1.3 Pozos de Infiltración

El campo de absorción permite el tratamiento final y la distribución de las aguas negras. Pueden sustituir o ser complementarios al campo de oxidación. Consiste en

excavaciones de más o menos un diámetro y profundidad variable En estos el agua se infiltra por paredes y piso que deberán ser tomados permeables, se recomienda llenar de grava a la altura aproximada de 1m para lograr una buena distribución de agua al fondo.”

II. Operación y Mantenimiento

El operador deberá ejecutar disciplinadamente las rutinas que se le encomienden para asegurar el exitoso desempeño del sistema hidrosanitario y la adecuada presentación estética de las instalaciones. Al mismo tiempo deberá lograr una comprensión del sistema que le permita detectar cualquier anomalía que pudiera presentarse.

2.1 Requerimientos

Personal	Dos operadores a tiempo completo (deben saber leer y escribir)
Herramientas de mantenimiento de rutina	Pala Baldes Hilazas Mechas de lampazo Removedor de grasa (puede usarse el mismo de las piscinas). Bolsas de basura Carretilla Caja de herramientas mecánicas
Equipo	arnés cuerda traje impermeable mascarilla filtradora de gases gafas protectoras botas guantes impermeables
Maquinaria	Bomba achicadora cisterna

2.2 Mantenimiento

Cada unidad y componente del sistema Hidrosanitario requiere un enfoque de mantenimiento específico, los que se detallan a continuación.

2.2.1. Tanque séptico y FAFA.

El tanque deberá inspeccionarse cada 3 meses usando las aberturas que se construirán para tal fin en la losa superior, siendo los resultados de éstas las que decidirán cuándo deben extraerse las natas y el lodo.

a) Inspección de natas.

Con una vara de dos metros de largo y una aleta articulada en un extremo (colador) de 15 x 15 cm, se hace la inspección empujando a través de la capa superficial. Hacer una marca en la vara donde está el nivel del borde superior de la nata.

Luego se baja del todo la vara, hasta cerca del fondo, y se va subiendo lentamente, la aleta se pone en posición horizontal y se levanta hasta que la resistencia de la nata se sienta. Hacer una segunda marca en la vara. La distancia entre las dos marcas determina el espesor de la capa.

Si la diferencia entre las dos marcas registradas en la vara es mayor a 7.5 cm, será necesaria la limpieza del tanque. La nata flotante deberá retirarse y deberá disponerse de la misma forma que los lodos extraídos o si es poca cantidad, podrá hacerse un hueco y enterrarse en los alrededores.

b) Inspección de los lodos.

Cada seis (6) meses con una vara de dos metros de largo y forrada 1.0 m con un trapo blanco a partir de uno de sus extremos, se mide la profundidad de la capa de lodo en el fondo del tanque séptico.

Abra la primera tapa de registro e introduzca la vara con la punta forrada hacia abajo hasta tocar el fondo del tanque, déjela allí unos cinco minutos y retírela lentamente. Mida la zona de la vara que sale untada de lodos sobre el trapo blanco (debe presentar una zona negra), Si la capa de lodo acumulado en la primera cámara tiene una altura de 80 cm, el tanque de limpiarse.

c) Mantenimiento completo.

Antes de limpiar el tanque, se debe dejar ventilar, quitando una de las tapas hasta que los gases se hayan desalojado, para así evitar riesgos de explosión o asfixia.

El lodo deberá retirarse por medio de una bomba de succión de semisólidos o pipa de succión, contratando el servicio de una compañía de limpieza que posea dicho equipo y traslade el contenido a un sitio adecuado para su disposición final.

a) La limpieza se efectúa bombeando el contenido del tanque a un camión cisterna, esta deberá realizarse con el equipo adecuado (camión pipa con línea de succión similar al Vactor del ENACAL), y posteriormente se conducirá a cualesquiera de los siguientes sitios:

- Sistema de Alcantarillado Sanitario más cercano autorizado por el ENACAL.
- Disposición en un relleno Sanitario autorizado por Alcaldía.

El lodo no deberá extraerse completamente, pues es conveniente que bacterias anaeróbicas contenidas en el lodo remanente continúen el tratamiento biológico.

También las natas y lodos se pueden transportar en carretillas, retirándoles toda el agua posible. Evitar cualquier derrame. También es posible utilizar estos lodos para abono, previa preparación en un sitio específico (retirar la mayor cantidad de agua posible y mezclarlos con cal agrícola) o enterrar los lodos y natas en un hueco que debe abrirse previamente en la tierra, agregando un poco de cal agrícola antes y

después de hacer el vaciado de los lodos y natas, luego se procede a tapar el hueco con la misma tierra de excavación.

2.3.5.1 Filtro Anaerobio de Flujo ascendente.

Antes de cualquier operación en el interior en el tanque Séptico- FAFA, la cubierta debe mantenerse abierta durante un tiempo suficiente tiempo (>15 min.) para la remoción de gases tóxicos o explosivos.

En ningún caso los lodos removidos, pueden arrojarse a cuerpos de agua.

El filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente (FAFA) se limpiará de la siguiente manera:

- a) Se saca de operación el Tanque Séptico.
- b) Se succionará los lodos estabilizados con equipo mecánico apropiado para ser evacuados del lugar.
- c) Se Trasega el agua del efluente del tanque, desde la cámara de entrada del filtro FAFA a la cámara contigua.
- d) Se dirige un chorro de agua limpia de ser posible a presión, hasta que el agua empiece a salir por la tubería del efluente completamente clara y transparente.

2.3.6 Pozos de Infiltración.

Los pozos de infiltración no requieren ningún tipo de mantenimiento. Debe tenerse presente que la vida del drenaje dependerá del adecuado tratamiento primario del agua residual, así como del control y separación de sólidos flotante y sedimentables.

Un Pozo de Absorción puede durar entre 3 y 5 años sin mantenimiento. Para extender la vida de un Pozo de Absorción, se debe tener cuidado de asegurar que el efluente ha sido clarificado y/o filtrado para evitar la acumulación excesiva de sólidos. El Pozo de Absorción debe mantenerse lejos de las áreas de mucho tráfico de manera que el terreno por encima y alrededor del pozo no esté compactado, debe estar bastante lejos de cualquier árbol o planta para que ninguna raíz pueda alcanzarlo.

Cuando el desempeño del Pozo de Absorción se deteriora, el material dentro del pozo puede ser excavado y rellenado. Para permitir futuros accesos, se debe usar una tapa

removible (preferentemente de concreto) para sellar el pozo hasta que requiera mantenimiento.

Las partículas y la biomasa taparán eventualmente el pozo y requerirá ser limpiado o movido.

Se debe desviar del sistema de absorción al suelo la escorrentía pluvial, el agua superficial puede aumentar la cantidad de agua que el suelo tiene que absorber y dar como resultado fallas prematuras.

B.2 Interceptor de grasa-desarenador.

a) Operación

Protocolo recepción de turno:

Al inicio de la jornada (recepción de turno) el operador debe inspeccionar las condiciones de recepción del STAR y documentar en bitácora lo siguiente:

Correcta posición de rejillas en los canales de canopia y nivel de acumulación de sedimentos en los canales.

Chequear la apertura de la **llave de paso 1** ubicada en el tramo (interceptor - caja de registro pozo de infiltración).

Asegurarse que las llaves de gaveta laterales se encuentran cerradas, identificar manchas de hidrocarburos en el suelo.

Inspeccionar nivel de acumulación de lubricantes en cajas laterales.

Inspeccionar el sistema para identificar fugas.

b) Mantenimiento semanal:

Recolección de lubricantes:

Abrir llaves de gaveta 1,2,3,4 del interceptor y esperar que los aceites fluyan desde el tanque hasta las cajas de acumulación. Posteriormente, con una herramienta cóncava de mango largo o pala se procederá a trasegar los aceites acumulados hacia un recipiente temporal para luego ser vertidos en recipientes apropiados (que no presenten fugas o filtraciones, rotulados con la leyenda Aceites) y tapados, los cuales deberán estar dispuestos en una estación de transferencia de suelo impermeabilizado mientras estos sean retirados por una empresa aprobada por el MARENA para el tratamiento de desechos líquidos peligrosos.

Equipo de protección indumentaria: Guantes, lentes de seguridad, botas antideslizantes.

Herramientas: Hilazas, herramienta para remoción de lubricantes, Pala,

Remoción de grasas desde el tanque

Para esta operación son necesarios dos personas, debe evitarse hacer este trabajo en soledad. Para retirar los materiales retenidos se quitarán las tapas metálicas hasta descubrir completamente la primera cámara, procediéndose a retirar primero los hidrocarburos que se encontrarán flotando sobre el agua. A la herramienta para la limpieza de la grasa se le colocará hilaza limpia, se ajustará la longitud para que la hilaza se introduzca no más de 2 centímetros dentro de la nata del hidrocarburo y luego el operario desplazará la herramienta a lo largo de la cámara haciéndola correr sobre la superficie para permitir que absorba la grasa.

Se reemplazará la hilaza y se volverá a pasar la herramienta de limpieza de grasa las veces que sea necesario. La hilaza contaminada con hidrocarburos se colocará en recipientes apropiados (que no presenten fugas o filtraciones) hasta que estos sean llevados por una empresa aprobada para su tratamiento y disposición final.

El trasiego de hilaza a los recipientes se efectuará de manera apropiada para evitar derrame sobre el piso.

El procedimiento para retirar la grasa de segunda cámara del interceptor será el mismo. Posteriormente, deberán colocarse las tapas y escribir en bitácora la operación.

Equipo de protección:

Arnés (el operario que limpia el interceptor debe tener puesto el arnés, mientras el segundo operario sujeta el extremo libre de la cuerda), lentes de protección, mascarilla, guantes, botas.

Herramientas: Hilazas, Mechas de lampazo, Removedor de grasa (puede usarse el mismo de las piscinas).

Procedimiento en caso de Derrame:

Proceder a cerrar válvula llave de paso 1

Los operarios deberán actuar según el plan de atención de emergencia de la estación de servicio.

Remoción de sólidos sedimentados del tanque.

“Esta operación debe ser realizada por una empresa encargada por el MARENA para ofrecer este tipo de mantenimiento”.

Procedimiento típico: luego de retirar la grasa, se procede a retirar el lodo depositado en las cámaras. Para esto primero se deberá vaciar de agua el depósito, para lo cual se recomienda utilizar una bomba achicadora, para trasegar el agua hacia la cisterna. Se deberá evitar que la bomba succione lodo. Una vez retirada el agua, se procederá a remover el lodo, este se podrá retirar con palas y baldes. Se necesitan dos personas para realizar este trabajo a distinto nivel.

El lodo debe húmedo deberá depositarse en barriles u otro recipiente hermético que evite la percolación de agua fuera del mismo; posteriormente podrá cargarse en un vehículo que lo llevará directamente a descargar en un sitio aprobado por MARENA o

Alcaldía y podrá ser depositado en una pila de secado, o sitio seleccionado para ese fin, desde donde, finalmente, se llevará a descargar en el sitio aprobado cuando haya suficiente cantidad para justificar efectuar un viaje de camión.

La frecuencia de ejecución de las tareas de limpieza del interceptor de grasa-desarenador podrá ser modificada por la experiencia que se vaya obteniendo al desarrollar las mismas.

Se requiere lo siguiente:

- ✓ Equipo: arnés, cuerda, traje impermeable, mascarilla filtradora de gases, gafas protectoras, botas, guantes impermeables.
- ✓ Maquinaria: Bomba achicadora, cisterna
- ✓ Herramientas: Palas, baldes, hilazas

❖ Observaciones

La frecuencia de ejecución de las tareas de limpieza del interceptor de grasa-desarenador podrá ser modificada por la experiencia que se vaya obteniendo al desarrollar las mismas.

Apéndice C. Costos de Obras Propuestas

(COSTOS UNITARIOS)

SISTEMA HIDROSANITARIO ESTACION DE SERVICIO PUMA SANTO TOMAS

Fecha de elaboración: 10/10/18

No.	ACTIVIDAD	U/M	CANT.	COSTO UNITARIO	MONTO
	DESCRIPCION DE ACTIVIDAD				
1	PRELIMINARES	Unidad			51,313.86
	LIMPIEZA INICIAL	m2			
1.1	LIMPIEZA MANUAL INICIAL	m2	1,736.61	14.08	24,453.86
	TRAZO Y NIVELACION	ML		0.00	
1.2	TRAZO DE EJE DE TUBERIA DE AGUA POTABLE (INCL. ESTACAS DE MADERA) (INCLUYE EQUIPO DE TOPOGRAFIA)	ml	303.10	88.62	26,859.99
2	AGUA POTABLE				105,280.57
2.1	LINEA DE CONDUCCION				
2.1.1	EXCAVACION PARA TUBERIA				
	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	37.09	1,174.36	43,560.22
2.1.2	RELLENO Y COMPACTACION				
	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	50.07	211.33	10,581.37
2.1.3	INSTALACION DE TUBERIA DE AGUA POTABLE				
	TUBERIA DE PVC Diám=3/4-1"-1-1/2" (SDR-26) (INCLUYE MATERIALES)	ML	120.00	133.58	16,029.50
2.1.4	INSTALACION DE BOMBA HIDRONEUMATICA			0.00	
	INSTALACION DE BOMBA HIDRONEUMATICA (CUATRO PRUEBAS DE INYECCION DE AGUA)	GBL	1.00	35,109.48	35,109.48
3	AGUAS PLUVIALES				105,778.18
3.1	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL (INCLUYE EXCAVACION EN ROCA)				
	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL (INCLUYE EXCAVACION EN ROCA)	M3	33.12	1,017.13	33,682.92
3.2	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL PARA AGUAS PLUVIALES				
	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL PARA AGUAS PLUVIALES	M3	25.48	257.85	6,570.36
3.3	INSTALACION DE TUBERIAS DE AGUAS PLUVIALES				
	INSTALACION DE TUBERIAS DE AGUAS PLUVIALES	ML	122.65	157.94	19,370.82
3.4	CONSTRUCCION DE CAJAS DE REGISTRO (PARA AGUAS PLUVIALES)				
	CONSTRUCCION DE CAJAS DE REGISTRO (PARA AGUAS PLUVIALES)	UNIDAD	4.00	3,927.12	15,708.47
3.5	EXCAVACION MANUAL DE CAJAS				
	EXCAVACION MANUAL DE CAJAS	UNIDAD	4.00	1,183.62	4,734.48
3.6	INSTALACION DE REGILLAS DE CAJAS				
	INSTALACION DE REGILLAS DE CAJAS	Unidad	4.00	1,208.16	4,832.64
3.7	INSTALACION DE CANALES DE 6"				
	INSTALACION DE CANALES DE 6"	M2	47.95	435.42	20,878.49
3.8	POZO DE INFILTRACION DE AGUAS PLUVIALES				230,758.02
3.8.1	EXCAVACION ESTRUCTURAL				
	EXCAVACION ESTRUCTURAL	M3	117.81	1,251.68	147,456.14
3.8.2	CONSTRUCCION DE VIGAS				
	CONSTRUCCION DE VIGAS	ML	23.56	729.62	17,190.66
3.8.3	CONSTRUCCION DE PAREDES EXTERNAS				
	CONSTRUCCION DE PAREDES EXTERNAS	M2	62.83	648.20	40,726.45
3.8.4	CONSTRUCCION DE COLUMNAS				
	CONSTRUCCION DE COLUMNAS	ML	32.00	615.22	19,686.99
3.8.5	CONSTRUCCION DE LOSA DE CONCRETO (TAPA)				
	CONSTRUCCION DE LOSA DE CONCRETO (TAPA)	CU	1.00	5,697.78	5,697.78

(COSTOS UNITARIOS)

SISTEMA HIDROSANITARIO ESTACION DE SERVICIO PUMA SANTO TOMAS

Fecha de elaboración: 10/10/18

No.	ACTIVIDAD	U/M	CANT.	COSTO UNITARIO	MONTO
	DESCRIPCION DE ACTIVIDAD				
4	AGUAS RESIDUALES				65,278.93
4.1	EXCAVACION PARA TUBERIA				
	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL(INCLUYE EXCAVACION EN ROCA 0.8 MTS)	M3	37.09	692.27	25,676.45
4.2	RELLENO Y COMPACTACION				
	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	50.07	265.46	13,291.84
4.3	INSTALACION DE TUBERIA				
	TUBERIA DE PVC Diám.=4" (SDR-26)	ML	50.07	525.48	26,310.64
4.4	INSTALACION DE VALVULAS Y ACCESORIOS(INCLUYE ACCESORIOS)				31,640.42
4.4_1	INSTALACION DE LAVAMANOS				
	INSTALACION DE LAVAMANOS	CU	4.00	2,414.90	9,659.60
4.4_2	INSTALACION DE URINARIO CON FLUXOMETRO				
	INSTALACION DE URINARIO CON FLUXOMETRO	CU	1.00	5,526.98	5,526.98
4.4_3	INSTALACION DE INODOROS				
	INSTALACION DE INODOROS	CU	4.00	2,897.10	11,588.42
4.4_4	INSTALACION DE MESA PAÑALERA				
	INSTALACION DE MESA PAÑALERA	CU	1.00	2,417.71	2,417.71
4.4_5	INSTALACION DE LLAVE DE JARDIN				
	INSTALACION DE LLAVE DE JARDIN	CU	5.00	489.54	2,447.71
4.5	REJILLAS				99,247.52
4.5_1	EXCAVACION MANUAL				
	EXCAVACION MANUAL	M3	10.91	271.00	2,955.73
4.5_2	CANALES DE CONCRETO				
	CANALES DE CONCRETO	ML	94.43	439.37	41,489.36
4.5_3	INSTALACION DE REJILLAS METALICAS				
	INSTALACION DE REJILLAS METALICAS	ML	94.43	580.35	54,802.43
4.6	CAJAS DE REGISTRO				18,325.63
4.6_1	CONSTRUCCION DE CAJAS DE REGISTRO				
	CONSTRUCCION DE CAJAS DE REGISTRO	CU	4.00	3,927.12	15,708.47
4.6_2	EXCAVACION MANUAL DE CAJAS				
	EXCAVACION MANUAL DE CAJAS	M3	1.10	1,183.62	1,300.21
4.6_3	INSTALACION DE CAJAS DE REGISTRO				
	INSTALACION DE CAJAS DE REGISTRO	CU	4.00	329.24	1,316.95

(COSTOS UNITARIOS)

SISTEMA HIDROSANITARIO ESTACION DE SERVICIO PUMA SANTO TOMAS

Fecha de elaboración: 10/10/18

No.	ACTIVIDAD	U/M	CANT.	COSTO UNITARIO	MONTO
	DESCRIPCION DE ACTIVIDAD				
4.7	INTERCEPTOR DE HIDROCARBUROS				133,438.61
4.7_1	EXCAVACION ESTRUCTURAL			0.00	
	EXCAVACION ESTRUCTURAL	M3	14.25	3,025.18	43,098.69
4.7_2	CONSTRUCCION DE VIGAS				
	CONSTRUCCION DE VIGAS	ML	58.95	683.83	40,311.73
4.7_3	CONSTRUCCION DE COLUMNAS				
	CONSTRUCCION DE COLUMNAS	ML	18.00	753.33	13,560.00
4.7_4	CONSTRUCCION DE PAREDES				
	CONSTRUCCION DE PAREDES	M2	35.37	724.54	25,627.10
4.7_5	LOSA DE CONCRETO (TAPADERA)				
	LOSA DE CONCRETO (TAPADERA)	CU	4.00	1,698.04	6,792.16
4.7_6	REPELLO Y ACABADO FINO				
	REPELLO Y ACABADO FINO	M2	46.01	88.00	4,048.92
4.8	POZO DE INFILTRACION				165,329.87
4.8_1	EXCAVACION ESTRUCTURAL				
	EXCAVACION ESTRUCTURAL	M3	56.55	1,260.49	71,276.99
4.8_2	CONSTRUCCION DE VIGAS				
	CONSTRUCCION DE VIGAS	ML	28.27	683.66	19,329.34
4.8_3	CONSTRUCCION DE PAREDES EXTERNAS				
	CONSTRUCCION DE PAREDES EXTERNAS	M2	75.40	640.10	48,260.73
4.8_4	CONSTRUCCION DE COLUMNAS				
	CONSTRUCCION DE COLUMNAS	ML	32.00	615.22	19,686.99
4.8_5	CONSTRUCCION DE LOSA DE CONCRETO (TAPA)				
	CONSTRUCCION DE LOSA DE CONCRETO (TAPA)	CU	1.00	6,775.82	6,775.82
4.9	FILTRO ANAEROBIO ASCENDENTE (FAFA)				62,440.21
4.9_1	EXCAVACION ESTRUCTURAL				
	EXCAVACION ESTRUCTURAL	M3	4.07	873.60	3,553.80
4.9_2	CONSTRUCCION DE VIGAS				
	CONSTRUCCION DE VIGAS	ML	30.70	733.55	22,520.05
4.9_3	CONSTRUCCION DE PAREDES EXTERNAS				
	CONSTRUCCION DE PAREDES EXTERNAS	M2	29.79	734.99	21,895.26
4.9_4	CONSTRUCCION DE COLUMNAS				
	CONSTRUCCION DE COLUMNAS	ML	10.80	684.40	7,391.53
4.9_5	CONSTRUCCION DE LOSA DE CONCRETO (TAPA)				
	CONSTRUCCION DE LOSA DE CONCRETO (TAPA)	CU	2.00	3,539.79	7,079.57
5	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	22,755.02	22,755.02
				TOTAL	1,091,586.84

Apéndice D. Planos de Monografía