



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO
POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO
MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS**

Viviana Nathalíe López Barrios

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, febrero de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO
POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO
MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

VIVIANA NATHALÍE LÓPEZ BARRIOS
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO


DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO
POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO
MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha enero de 2012.



Viviana Nathalie López Barrios



Guatemala, 27 de julio de 2012
Ref.EPS.DOC.1025.07.12

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Viviana Nathalíe López Barrios** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200818861**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS”**.

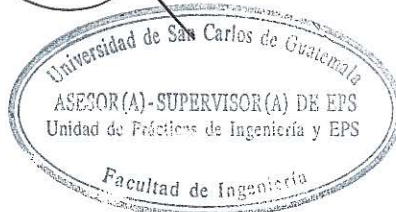
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
SJRS/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
6 de septiembre de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Viviana Nathalíe López Barrios, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 17 de septiembre de 2012
Ref.EPS.D.747.09.12

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Viviana Nathalie López Barrios**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León Lje de León
Directora Unidad de EPS



SACdL/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación de la estudiante Viviana Nathalíe López Barrios, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero 2013

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO POJOPOM, ESQUIPULAS PALO GORDO Y RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, SAN MARCOS**, presentado por la estudiante universitaria **Viviana Nathalie López Barrios**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 4 de febrero de 2013

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por haberme dado la sabiduría y la fortaleza para que fuera posible alcanzar este triunfo.
Mis padres	Caleb López y Mirta Barrios, por el amor y apoyo incondicional que me han dado siempre.
Mis hermanos	Brenda, Danilo y Evelyn López Barrios que siempre recuerden lo importante que son en mi vida.
Mis tíos y abuelos	Por el apoyo moral que me brindaron a lo largo de mi carrera.
Iglesia del Nazareno	Porque con sus oraciones siempre me respaldaron. Dios los siga bendiciendo.
Mi bisabuelo	Agustín López (q.e.p.d.), que este triunfo sea un homenaje a su memoria.
Mis primos	Por el apoyo que me brindaron siempre.
Esposos Fuentes López	Por haberme dado la oportunidad de crecer profesionalmente.

Ingeniero Civil

Juan Carlos Díaz, por su ayuda brindada durante la realización del presente informe.

Mis amigos

Por el apoyo recibido en la culminación de este triunfo, con mucho cariño y deseándoles siempre bendiciones.

Mi asesor

Ing. Silvio Rodríguez, por el apoyo brindado durante el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS).

AGRADECIMIENTOS A:

Mis padres	Porque han sido el pilar donde coloqué mis sueños y siempre han sido mi mayor motivación.
Mis amigos de la Facultad de Ingeniería	Rocío López, Estuardo Salazar, Ana Lucia Argueta, Fabián Chay, Juan José García, Donal Bran, Carlos Echeverría y Amílcar Velásquez
Mis amigos de JNI	Por sus oraciones y apoyo brindado a lo largo de mi carrera.
Mi pastora	Enna Girón de Ríos por el apoyo y respaldo que me brindo con sus oraciones.
Inst. Técnico Industrial Georg Kerschensteiner	Por ser parte de mi formación profesional.
Compañeros de trabajo	Juan Santisteban, Oscar de León, Victor Orozco. Por el apoyo que me brindaron.
La Facultad de Ingeniería	Por ser parte de mi formación profesional.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. MONOGRAFÍA ALDEA POJOPOM ESQUIPULAS PALO GORDO	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Ubicación y localización.....	1
1.1.2. Acceso	3
1.1.3. Población.....	3
1.1.4. Topografía.....	5
1.1.5. Actividades económicas.....	5
1.2. Principales necesidades del municipio	5
1.2.1. Descripción de necesidades.....	6
1.2.2. Priorización de necesidades.....	8
2. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS.....	9
2.1. Generalidades	9
2.1.1. Ubicación y localización.....	9
2.1.2. Población.....	11
2.1.3. Topografía.....	12
2.1.4. Actividades económicas.....	12
2.1.5. Idioma y religión.....	13
2.2. Principales necesidades del municipio	13

2.2.1.	Descripción de necesidades.....	13
2.2.2.	Priorización de necesidades.....	15
2.3.	Características de infraestructura.....	15
2.3.1.	Vías de acceso.....	15
2.3.2.	Servicios públicos.....	16
3.	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO POJOPOM DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.....	19
3.1.	Descripción del proyecto.....	19
3.2.	Fuente.....	20
3.3.	Caudal de aforo.....	20
3.4.	Análisis de la calidad de agua.....	22
3.5.	Levantamiento topográfico.....	26
3.6.	Población actual.....	26
3.7.	Tasa de crecimiento.....	27
3.8.	Tipo y número de conexiones.....	27
3.9.	Parámetros de diseño.....	27
3.9.1.	Período de diseño.....	27
3.9.2.	Población de diseño.....	28
3.9.3.	Dotación.....	28
3.9.3.1.	Factor de día máximo.....	29
3.9.3.2.	Factor de hora máximo.....	29
3.10.	Determinación de caudales.....	30
3.10.1.	Caudal medio diario.....	30
3.10.2.	Caudal máximo diario.....	30
3.10.3.	Caudal máximo horario.....	31
3.10.4.	Caudal de bombeo.....	31
3.11.	Línea de impulsión.....	32

3.11.1.	Diámetro económico.....	32
3.11.2.	Potencia de equipo de bombeo.....	34
3.11.3.	Golpe de ariete.....	37
3.11.4.	Especificaciones del equipo de bombeo.....	38
3.12.	Tanque de distribución.....	39
3.12.1.	Volumen del tanque.....	40
3.12.2.	Diseño de muro.....	42
3.12.3.	Diseño de losa.....	45
3.13.	Red de distribución.....	49
3.13.1.	Cálculo hidráulico de red.....	50
3.13.1.1.	Caudal de uso simultáneo.....	50
3.13.1.2.	Caudal unitario.....	51
3.13.1.3.	Diámetro de tubería.....	51
3.13.1.4.	Velocidades del agua.....	52
3.13.1.5.	Cota piezométrica.....	53
3.13.1.6.	Presión dinámica.....	53
3.13.2.	Obras de arte.....	54
3.13.3.	Sistema de desinfección.....	65
3.13.4.	Propuesta de tarifa... ..	66
3.13.5.	Evaluación de Impacto Ambiental (EIA).....	66
3.13.6.	Evaluación socio económica.....	67
3.13.6.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	67
3.13.6.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	68
3.14.	Presupuesto.....	70
4.	DISEÑO DEL RELLENO SANITARIO EN ELVERTEDERO MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.....	71
4.1.	Investigación preliminar.....	71

4.1.1.	Descripción del proyecto.....	72
4.1.2.	Aspectos demográficos.....	72
4.1.3.	Vías de acceso.....	76
4.1.4.	Generación de residuos sólidos en la población.....	77
4.1.5.	Características de los residuos sólidos en la población.....	82
4.1.6.	Características del terreno.....	87
4.1.7.	Condiciones climatológicas.....	90
4.1.8.	Identificación de normas vigentes.....	91
4.2.	Cálculo de volúmenes.....	92
4.2.1.	Cálculo del volumen necesario para el relleno controlado	92
4.2.2.	Cálculo de la capacidad volumétrica del sitio	92
4.2.3.	Volúmenes de gran longitud (alrededor de un eje).....	93
4.2.4.	Volúmenes de gran extensión	93
4.2.5.	Volumen del relleno sanitario.....	94
4.2.6.	Cálculo de área requerida.....	94
4.3.	Diseño de taludes.....	95
4.3.1.	Definición de taludes.....	96
4.4.	Selección del método de relleno.....	97
4.4.1.	Método de zanja o trinchera.....	98
4.4.2.	Método de área.....	101
4.5.	Diseño de lixiviados.....	102
4.5.1.	Diseño del canal interceptor de aguas deescorrentía.....	102
4.5.2.	Generación de lixiviado	103
4.5.3.	Cálculo de la generación de lixiviado	103
4.5.4.	Diseño del sistema de drenaje de lixiviado	105
4.5.5.	Monitoreo de la calidad del agua	105
4.5.6.	Localización de los pozos de monitoreo.....	105
4.5.7.	Parámetros más representativos para el análisis de aguas y lixiviado.....	106

4.5.8.	Cálculo de la celda diaria	107
4.5.9.	Cantidad de RSM que se debe disponer	107
4.5.10.	Volumen de la celda diaria	108
4.5.11.	Dimensiones de la celda diaria	108
4.6.	Diseño del drenaje de gases o chimeneas.....	109
4.6.1.	Propuestas para la estructura de salida final del drenaje de gases del relleno.....	110
4.7.	Programa de operación.....	111
4.8.	Evaluación de Impacto Ambiental (EIA).....	112
4.9.	Evaluación socio económica.....	115
4.9.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	115
4.9.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	117
4.10.	Presupuesto.....	119
CONCLUSIONES		121
RECOMENDACIONES		123
BIBLIOGRAFÍA.....		125
ANEXOS		127

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ortofoto que ubica el caserío del municipio de Esquipulas Palo Gordo.....	2
2.	Calles que tiene el caserío siendo éstas las más transitables	3
3.	Ubicación del departamento de San Marcos en la República de Guatemala.....	10
4.	Esquema de la línea de conducción.....	33
5.	Dimensiones y cargas de muro	42
6.	Dimensiones de la solera de corona y su refuerzo	43
7.	Indica la continuidad de la losa de acuerdo con el caso 1	47
8.	Indica distribución de armado de losa.....	49
9.	Planta y perfil de caja rompe presión	55
10.	Perfil de paso aéreo	55
11.	Perfil de paso de zanjón.....	56
12.	Diagrama de interacción de cargas de diseño	60
13.	Vista de planta de caja reunidora de caudales.....	62
14.	Perfil de caja de válvulas.....	63
15.	Perfil válvula de alivio.....	64
16.	Perfil válvula de retención	65
17.	Proyección de gastos de mantenimiento y de ingresos	68
18.	Gráfica de Tasa Interna de Retorno	69
19.	Ubicación del emplazamiento del proyecto relleno sanitario en la finca Montelimar.....	74
20.	Mapa de ubicación de la finca Montelimar	75

21.	Curvas de nivel del presio para relleno sanitario	75
22.	Carretera empedrada del municipio de Malacatán hacia finca Montelimar	76
23.	Aporte de los generadores a la producción diaria de desechos sólidos del área urbana municipio de San Marcos.....	78
24.	Composición de los desechos sólidos de las viviendas del área urbana del municipio de San Marcos.....	81
25.	Realización de encuesta.....	84
26.	Pesado de basura.....	85
27.	Fotografía tomada en el predio destinado para el relleno sanitario	89
28.	Sección transversal de un relleno sanitario	90
29.	Imagen del método de trinchera para construir un relleno sanitario	99
30.	Distribución de chimeneas dentro del relleno sanitario.....	110
31.	Proyección de gastos de mantenimiento y de ingresos	116
32.	Gráfica de Tasa Interna de Retorno.....	117

TABLAS

I.	Población total de la comunidad por sexo y rango de edades dela aldea Pojojom, municipio de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos	4
II.	Población del municipio San Marcos	11
III.	Aforo a fuente No. 1 del caserío Pojojom	20
IV.	Aforo a fuente No. 2 del caserío Pojojom	20
V.	Aforo a fuente No. 3 del caserío Pojojom	21
VI.	Aforo a fuente No. 4 del caserío Pojojom	21
VII.	Aforo a fuente No. 5 del caserío Pojojom	21
VIII.	Dotaciones de consumo diario por habitante.....	29
IX.	Cálculo de momento que se produce en el punto cero.....	43
X.	Diámetro comercial con presiones de trabajo.....	52

XI.	Diseño de paso aéreo de 20 metros de longitud	56
XII.	Cálculo de tensiones para refuerzo vertical	57
XIII.	Cálculo de columnas para paso aéreo	58
XIV.	Diseño de anclajes de concreto para paso aéreo	61
XV.	Comparaciones del impacto ambiental	67
XVI.	Presupuesto integrado del proyecto	70
XVII.	Estimación de producción diaria de desechos sólidos por ente generador, área urbana del municipio de San Marcos	78
XVIII.	Proyección de la producción y composición de los desechos sólidos generados por los habitantes del área urbana del municipio de San Marcos.	79
XIX.	Proyección de volumen de los desechos sólidos generados por los habitantes del área urbana del municipio de San Marcos	80
XX.	Formas de eliminación de basura por vivienda en el municipio de San Marcos.	81
XXI.	Tamaño de muestras para diferentes fuentes generadoras de desechos sólidos en San Marcos.....	86
XXII.	Producción per cápita en los municipios de la Mancuerna.....	86
XXIII.	Coeficientes de permeabilidad	88
XXIV.	Taludes recomendados en corte para rellenos	97
XXV.	Bases de diseño del relleno sanitario.....	101
XXVI.	Parámetros para medir la calidad del agua y lixiviado	106
XXVII.	Información general de la etapa de operación	111
XXVIII.	Información general de la etapa de abandono	112
XXIX.	Presupuesto integrado	119

GLOSARIO

Acueducto	Conducto artificial destinado al transporte de agua de un lugar a otro.
Acuífero	Son formaciones geológicas capaces de contener y permitir el movimiento del agua a través de sus poros. Este flujo se produce entre los poros que se intercomunican, es de velocidad variable y obedece a las condiciones específicas de permeabilidad de cada tipo de formación. Los términos manto acuífero y depósito manto acuífero, estrato acuífero y acuífero son sinónimos.
Aforo	Medición del volumen de agua que fluye de una fuente por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua sanitariamente segura (sin elementos patógenos ni elementos tóxicos) y que es agradable a los sentidos (inodora incolora e insabora).
Aguas de escorrentía o escurrimiento	Aguas que no penetran en el suelo o que lo hacen lentamente y que corren sobre la superficie del terreno después de la lluvia.

Basura	Residuo sólido que carece de valor para el que la genera o para su inmediato poseedor. Están comprendidos en la misma definición los desechos, cenizas, elementos de barrido de calles, residuos industriales, de hospitales y de mercados, entre otros. Es sinónimo de desechos o residuos sólidos.
Caudal	Volumen de agua que fluye por unidad de tiempo.
Celda	Conformación geométrica que se les da a los residuos sólidos y al material de cubierta debidamente compactado mediante equipo mecánico o por los trabajadores de un relleno sanitario.
Compactación	Acción de presionar cualquier material para reducir los vacíos existentes en él. El propósito de la compactación en el relleno sanitario, es disminuir el volumen que ocuparán los RSM a fin de lograr una mayor estabilidad y vida útil.
Concreto ciclópeo	Concreto a cuya mezcla, una vez vertida en los encofrados, se ha incorporado grandes piedras o bloques.
Cota piezométrica	Es la altura de presión de agua que se tiene en un punto dado sobre la cota de terreno.
Densidad	Masa o cantidad de materia de un determinado residuo sólido contenida en una unidad de volumen.

Disposición final	Depósito definitivo de los residuos sólidos en un sitio en condiciones adecuadas para evitar daños al entorno.
Dotación	Cantidad de agua asignada a la unidad consumidora, por ejemplo litros/habitantes/día, litros/industrias/día.
Generación o producción	Cantidad de residuos sólidos originados por una fuente en un período determinado.
Impacto ambiental	Modificación del ambiente ocasionada por la acción del hombreo de la naturaleza.
Lixiviado o percolado	Líquido producido fundamentalmente por la precipitación pluvial que se infiltra a través del material de cobertura y atraviesa las capas de basura, transportando concentraciones apreciables de materia orgánica en descomposición y otros contaminantes. Otros factores que contribuyen a la generación de lixiviado, son el contenido de humedad propio de los desechos, el agua de la descomposición y la infiltración de aguas subterráneas.
Material de cobertura	Capa superficial de tierra en cada celda que tiene como finalidad aislar los residuos del ambiente externo, controlar infiltraciones y la presencia de fauna nociva.
Nivel freático	Profundidad a la que se encuentran las aguas freáticas. Este nivel baja en tiempo de estiaje y sube en etapa de lluvias.

- Pérdida de carga** Es la energía por unidad de peso del agua que causa la resistencia superficial dentro del conducto, es convertida de energía mecánica a energía térmica. El agua pierde energía por fricción contra las paredes de la tubería, rugosidad, los cambios de diámetro y los cambios de dirección.
- Permeabilidad** Es la capacidad del suelo para conducir o transportar un fluido cuando se encuentra bajo un gradiente. Varía según la densidad del suelo, el grado de saturación y el tamaño de las partículas.
- Talud** Inclinação de un dique, terraplén o desmonte.
- Vida útil** Período durante el cual el relleno sanitario estará apto para recibir basura de manera continua.

RESUMEN

De acuerdo con la información obtenida por medio de boletas diagnósticas, planes directores, etc. en el caserío Pojopom se evidencia que el 65 por ciento de las viviendas no tienen acceso al servicio de agua potable a nivel domiciliario y el otro 35 por ciento está consumiendo agua de un proyecto construido en 1984, que no es suficiente para abastecer al 100 por ciento de la población actual. Teniendo como consecuencia que la población constantemente está teniendo enfermedades gastrointestinales y de la piel, principalmente los niños y niñas, así como también ancianos.

Actualmente en el municipio de San Marcos, ya existe una planta de tratamiento que se encarga de la clasificación de los residuos sólidos, ubicada a 2 kilómetros del casco urbano, con población cercana, afectando a los mismos con el tipo de proceso incontrolado de la quema de basura, provocando así contaminación ambiental.

Para lo anterior, se pretende realizar un relleno sanitario controlado para la disposición final de los residuos sólidos que no tengan ningún tipo de recuperación, teniendo una finca propiedad de la municipalidad de San Marcos, ubicada a 48 kilómetros del casco urbano, sin poblaciones cercanas, para la construcción del relleno sanitario; donde se deberá realizar la limpieza del terreno, corte y nivelación; circulación con material liviano y camino de acceso al vertedero de una longitud aproximada de 120 metros, un vertedero de descargas de desechos sólidos con su respectiva área de maniobras de vehículos que descargarán los desechos sólidos no aprovechables.

OBJETIVOS

General

Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Pojopom y del relleno sanitario en el vertedero municipal del municipio de San Marcos, San Marcos.

Específicos

1. Realizar un diagnóstico sobre las necesidades prioritarias de los municipios de San Marcos y Esquipulas Palo Gordo, departamento de San Marcos.
2. Realizar estudios sobre las diferentes opciones para el abastecimiento de agua en el municipio de Esquipulas Palo Gordo y el relleno sanitario en el vertedero municipal del municipio de San Marcos, departamento de San Marcos.
3. Capacitar y orientar a los miembros de Consejo Comunitario de Desarrollo, del caserío Pojopom de Esquipulas Palo Gordo en lo referente al desarrollo e implementación del sistema de abastecimiento de agua potable y a los miembros de la Municipalidad de San Marcos para la implementación del relleno sanitario en el vertedero municipal de San Marcos, departamento de San Marcos.

INTRODUCCIÓN

En la realización de la investigación de prioridades en los municipios de San Marcos y Esquipulas Palo Gordo, del departamento de San Marcos, se determinó que el caserío de Pojopom no cuenta con servicio de agua potable, viéndose en la necesidad de abastecer el vital líquido de otras maneras inadecuadas. De la misma manera en el municipio de San Marcos se requiere la implementación del relleno controlado para poder depositar los residuos sólidos no aprovechables y que pueden provocar contaminación al mantenerlos expuestos al ambiente.

Derivado de ello se pretende aportar una solución técnica para solucionar la problemática de dichas comunidades y así brindar una mejor calidad de vida, procediendo con la realización del diseño y planificación del abastecimiento de agua potable para el caserío Pojopom de Esquipulas Palo Gordo y el relleno sanitario en el vertedero municipal del municipio de San Marcos.

1. MONOGRAFÍA ALDEA POJOPOM ESQUIPULAS PALO GORDO

1.1. Generalidades

Es importante conocer los factores que intervienen dentro del territorio para diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable, debido a que muchos de estos factores pueden afectar o favorecer el proyecto.

1.1.1. Ubicación y localización

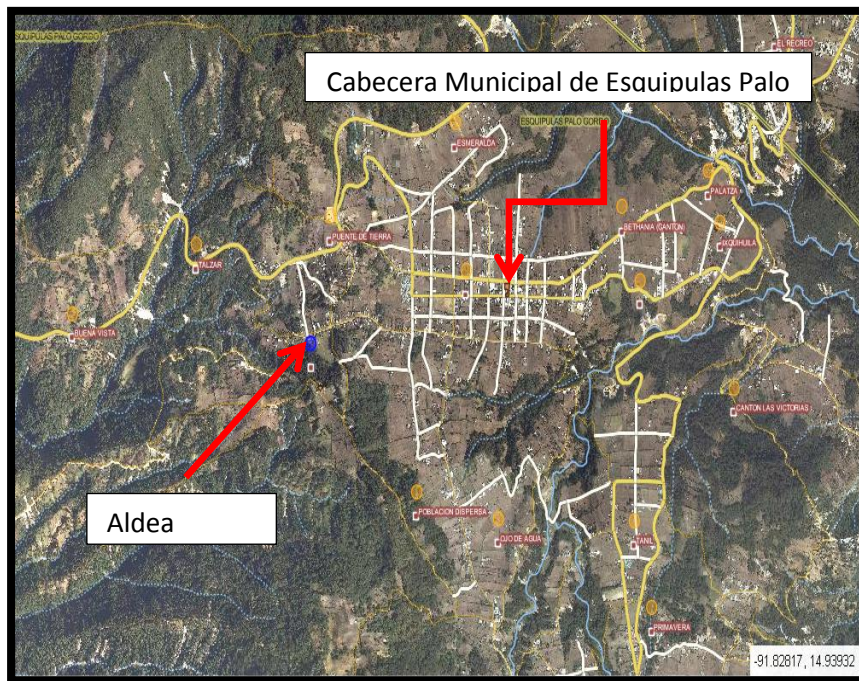
El municipio de Esquipulas Palo Gordo cuenta con varias aldeas y entre las cuales se encuentra la aldea Pojopom que se encuentra ubicada al oeste de la cabecera municipal de Esquipulas Palo Gordo, a una distancia de 2 kilómetros. La elevación a la que se encuentra es de 2 554 metros sobre el nivel del mar. El centro de la comunidad según sus Coordenadas Geográficas son: 1652059 N y 0625285 E. Según los registros del Instituto Geográfico Nacional (IGN), el código como lugar poblado es el 1227012.

Colinda al norte con la aldea La Esmeralda de Esquipulas Palo Gordo y la aldea El Rincón de San Marcos, al sur con las aldeas Ojo de Agua y Villa Hermosa, al este con la cabecera municipal y al oeste con el parcelamiento La Lucha y caserío Buena Vista.

- **Clima**

Según la estación meteorológica ubicada en el municipio de San Marcos establece que el caserío Pojopom perteneciente al municipio de Esquipulas Palo Gordo, tiene una elevación de 2554 metros sobre el nivel del mar. Con temperatura máxima y mínima respectivamente de 20,5 y 5,0 grados centígrados. La precipitación es de 1 260 milímetros al año con una humedad relativa de 98 por ciento ya que es un lugar donde constantemente se encuentra con neblina y lluvias durante todo el año. La velocidad del viento es de -99 kilómetros por hora. Y la evaporación es de -99 milímetros.¹

Figura 1. **Ortofoto que ubica el caserío del municipio de Esquipulas Palo Gordo**



Fuente: programas de desarrollo Esquipulas Palo Gordo, p. 75.

¹Según datos estadísticos meteorológicos de los departamentos, INSIVUMEH. 2011.

1.1.2. Acceso

El acceso principal al caserío Pojopom se desprende de la carretera CA 12 que conduce a la zona costera de San Marcos, el camino vecinal es empedrado y es transitable todo el año.

Figura 2. **Calles que tiene el caserío siendo éstas las más transitables**



Fuente: caserío Pojopom.

1.1.3. Población

Debido a que el caserío Pojopom se encuentra cerca del perímetro urbano del municipio de Esquipulas Palo Gordo, el crecimiento poblacional es variable, así como también los tiempos de consumo de agua potable.

Tabla I. **Población total de la comunidad por sexo y rango de edades de la aldea Pojopom, municipio de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos**

POBLACION			
RANGO DE EDADES	MUJERES	HOMBRES	TOTAL
0 a 4 años	51	30	81
5 a 9 años	47	21	68
10 a 14 años	52	42	94
15 a 19 años	58	26	84
20 a 24 años	55	29	84
25 a 29 años	17	11	28
30 a 34 años	21	8	29
35 a 39 años	16	7	23
40 a 44 años	14	10	24
45 a 49 años	13	10	23
50 a 54 años	18	12	30
55 a 59 años	7	5	12
60 a más	25	20	45
TOTALES	364	201	666

Fuente: estadística del Centro de Convergencia de Pojopom, del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, septiembre 2011.

1.1.4. Topografía

La comunidad se encuentra asentada en una superficie casi plana de un promedio de 20 por ciento de pendiente, siguiendo la carretera principal de terracería que la atraviesa. En sus alrededores se localizan terrenos inclinados con pendientes que van desde los 50 a 70 por ciento como en el caso donde se ubica la escuela primaria.

1.1.5. Actividades económicas

La principal ocupación de la población económicamente activa es la relacionada con la agricultura, principalmente en lo que se refiere al cultivo de coliflor. Luego le sigue en su orden las personas que se dedican a la explotación de areneras que se ubican cerca de la comunidad, la tercera actividad en importancia es la construcción. Estas actividades les permiten un ingreso promedio que oscila entre 1 000 a 1500 quetzales mensuales.²

1.2. Principales necesidades del municipio

Generalmente para conocer el aporte que se dará en beneficio de la población, es necesario determinar las necesidades más relevantes dentro de la población con el fin de contribuir al desarrollo de la misma.

²Información obtenida en el Diagnóstico empleado por la oficina intermunicipal de la mancomunidad de municipios de la cuenca del río Naranjo en el año 2008 con proyecciones para el año 2020.

1.2.1. Descripción de necesidades

Actualmente el analfabetismo y la poca oportunidad, afectan en los ingresos familiares así como el generar o poseer un empleo y/o trabajo productivo, pecuario o industrial; ya que no se tienen las mismas atribuciones de subsistencia como cuando se tiene la capacidad técnica y de formación intelectual.

Por lo que se debe de enfocar acciones de generación de empleo local para estos grupos de personas, así como el desarrollo productivo de la comunidad para mejorar la estabilidad económica de la población.

La comunidad es joven y el esfuerzo deberá enfocarse a los programas que apoye al desarrollo integral enfocado en sus edades, sexo y sus potencialidades de producción.

La educación como uno de los ejes fundamentales para el desarrollo no ha cobrado vital importancia dentro del municipio así como en la aldea, evidenciado por la falta centros educativos del nivel medio (básico y diversificado) que puedan proporcionar este servicio y con ello elevar los niveles de alfabetismo de la población.

En el tema de reforma educativa no se han generado cambios significativos dentro de la comunidad. Por lo que se deberá iniciar el proceso de la mejora educativa, en donde la población, organizaciones locales públicas y privadas aporten equitativamente para lograr el desarrollo integral comunitario.

La comunidad cuenta con áreas boscosas a los alrededores disponibles para espacios recreativos, que en la actualidad son utilizados por personas particulares; la comunidad esta asentada en un área plana lo que permite que sea un área adecuada para la construcción de viviendas unifamiliares e infraestructura productiva y de servicio lo que permita la realización de actividades comerciales, agrícolas, industriales y de otra índole.

Las características morfológicas que presentan los suelos de la comunidad, se prestan para la producción y para ser un punto estratégico de producción y comercialización, que genere mas y mejores oportunidades laborales dentro de la comunidad, pero se tendrá que consolidar la organización comunitaria, para la gestión de proyectos productivos.

Dentro de los procesos que conlleva el desarrollo integral comunitario, la salud es de vital importancia en todos sus aspectos, ya sea de forma preventiva, curativa y reproductiva; en la actualidad la población atraviesa varias dificultades ya que dentro de la comunidad no se tiene acceso a los servicios básicos de salud, aunque por la cercanía con la cabecera municipal se tiene acceso a este a una distancia de 1 kilómetro aproximadamente.

En cuanto a los servicios básicos la población tiene accesibilidad a ellos como son: educación, energía eléctrica, letrinas y transporte colectivo extra-urbano, cabe mencionar que esta comunidad es una de las que mejor acceso al servicio de transporte tiene dentro del municipio.

Uno de los servicios públicos más importantes es el acceso al agua, dentro de esta comunidad el servicio es irregular ya que los administradores distribuyen el vital líquido irracionalmente en los diferentes sectores beneficiando a unos y a otros no, existiendo una inconformidad de la mayoría de la población. Por lo que las autoridades comunales y municipales deberán unir esfuerzos y resolver la problemática actual, ya que este es uno de los indicadores que conllevan el desarrollo integral y como objetivo primordial mejorar la calidad de vida de la población.

Para las personas que tienen acceso al servicio de agua, esta no recibe el proceso de clorificación, los encargados de darle el mantenimiento a los tanques de captación y distribución es el Comité de Agua; en la actualidad no existe ninguna actividad de reforestación para la sostenibilidad del nivel freático, de aguas infiltradas y mantos superficiales de agua dentro de la comunidad.

1.2.2. Priorización de necesidades

La elaboración del diseño del sistema de agua potable, es una de las necesidades a la cual se le debe dar seguimiento, debido a que es uno de los factores más importantes para la sobrevivencia, así como la ejecución del mismo para satisfacer la necesidad manifestada por los comunitarios, teniendo en cuenta que el servicio es irregular y que la población ha crecido considerablemente los últimos años.

2. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS

2.1. Generalidades

Dentro del casco urbano del municipio de San Marcos, es importante conocer los aspectos que pueden llegar a favorecer o afectar los criterios de diseño en la implementación de un relleno sanitario, para la disposición final de residuos sólidos generados en las viviendas.

2.1.1. Ubicación y localización

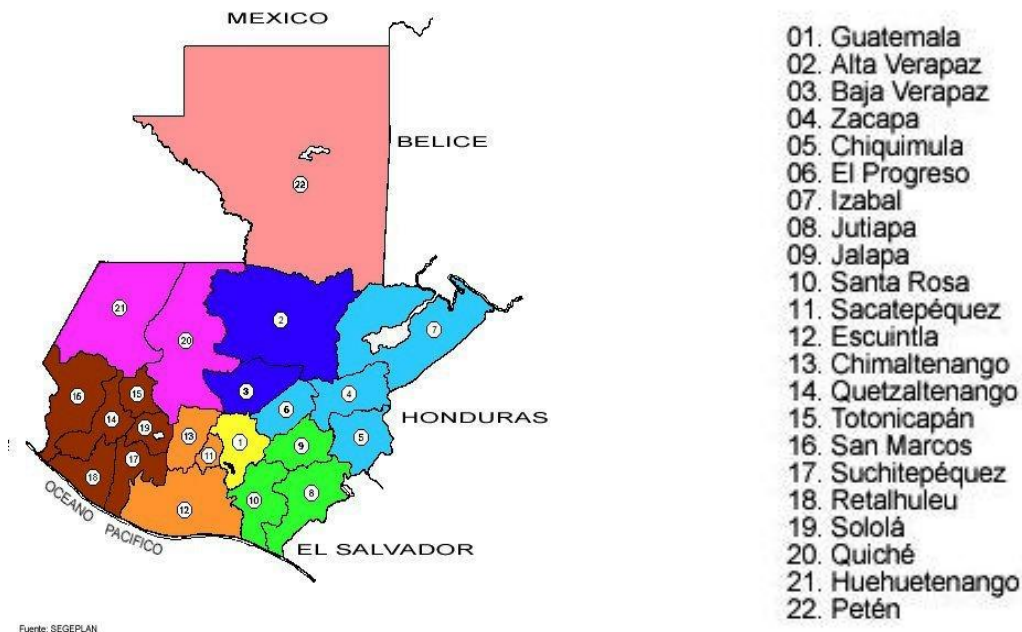
El municipio de San Marcos, es uno de los 29 municipios que conforman el departamento de San Marcos de la República de Guatemala. Este departamento se encuentra situado en la región suroeste del país y limita al norte con Huehuetenango, al sur con el océano Pacífico, Retalhuleu y Quetzaltenango, al este con Quetzaltenango; y al oeste con los Estados Unidos Mexicanos. En la figura 3, se muestra la ubicación del departamento de San Marcos (identificado con el número 16) en el territorio de la República de Guatemala.

- **Clima**

Según la estación meteorológica ubicada en el departamento de San Marcos, establece que la Finca Montelimar ubicada en el municipio de Malacatán del departamento de San Marcos tiene una elevación de 1420 metros sobre el nivel del mar. Con temperatura máxima y mínima respectivamente de 20,0 y 6,0 grados centígrados. La precipitación es de 1 450

metros al año con una humedad relativa de 85 por ciento, ubicado en la zona costera el departamento de San Marcos. La velocidad del viento es de -99 kilómetros por hora. Y la evaporación es de -99 milímetros.³

Figura 3. Ubicación del departamento de San Marcos en la República de Guatemala



Fuente: Segeplan.

El municipio de San Marcos, posee una extensión territorial de 121 kilómetros cuadrados con una densidad poblacional de 313 habitantes por kilómetro cuadrado.

³Según datos estadísticos meteorológicos de los departamentos, INSIVUMEH. 2011.

2.1.2. Población

En forma similar al país y al departamento de San Marcos, se realiza la estimación poblacional del municipio de San Marcos.

En el siguiente cuadro se presentan los principales datos históricos y valores proyectados por el INE al 2010 de la población del municipio de San Marcos.

Para el período 2002-2026 se espera un crecimiento anual equivalente al 3,20 por ciento (tasa geométrica promedio) para el municipio de San Marcos, mayor que para el departamento de San Marcos, lo cual es congruente con su tendencia histórica.

Tabla II. **Población del municipio San Marcos**

Fuente	Año	Población						
		Municipio San Marcos						
		Total			Urbana		Rural	
	Habitantes	% de PP	% de PD	Habitantes	% de PM	Habitantes	% de PM	
Datos Censales	1950							
	1964	13 387	0,31	4,0	5,602	41,8	7,785	58,2
	1973	15 862	0,31	4,1	5,700	35,9	10,162	64,1
	1981	19 963	0,33	4,2	6,963	34,9	13,000	65,1
	1994	27 088	0,33	4,2	8,851	32,7	18,237	67,3
	2002	36 325	0,32	4,6	19,648	54,1	16,677	45,9
Proyección	2006	43 405	0,33	4,8				
	2011	50 381	0,34	4,9				
	2016	58 350	0,35	5,1				
	2021	67 314	0,37	5,2				
	2026	77 273	0,38	5,4				
	2031	88 226	0,40	5,5				

NOTAS:

% de PP = % de la población del País

% de PD = % de la población del Departamento

% de PM = % de la población del Municipio

Fuente: INE según censo practicado en el 2002.

2.1.3. Topografía

El municipio de San Marcos presenta un relieve muy accidentado, debido a que está ubicado en la Sierra Madre de Guatemala, en la zona volcánica del extremo occidente del país. En la línea montañosa define tres cuencas hidrográficas de San Marcos: del río Naranjo, del río Cuilco, y del río Suchiate; de igual manera incluye la Sierra Madre y los cerros Concepción, Ixtajel y Serchil.

2.1.4. Actividades económicas

En base a los datos de la Oficina Municipal de Planificación, en el área urbana la mayor parte de jefes de familia cuentan con un trabajo asalariado; el 75 por ciento de los mismos son profesionales y el 25 por ciento trabajan en otras actividades particulares, concentradas principalmente en actividades comerciales como panaderías, fábricas de tejidos, talleres, hojalatería, herrerías, blockeras, almacenes, carnicerías; así como servicios de hoteles, restaurantes y cafeterías, oficinas profesionales, clínicas médicas/odontológicas, etc.

En el área rural, el 88 por ciento la actividad económica está basada en actividades agrícolas y pecuarias, el 12 por ciento restante, emigra tanto a la cabecera departamental como a los Estados Unidos. Los cultivos de mayor importancia son los granos básicos: maíz, frijol, trigo, cebada; frutas como aguacates, duraznos, manzana, ciruelo, así como también hortalizas: brócoli, coliflor, zanahoria, papa, repollo, rábano, acelga, lechuga, haba, cilantro, col de bruselas, etc.⁴

⁴Información obtenida en el Diagnóstico empleado por la oficina intermunicipal de la mancomunidad de municipios de la cuenca del río Naranjo en el año 2008 con proyecciones para el 2020.

El ingreso promedio diario por persona es de Q.30,00, que hace un total mensual de Q. 900,00 por familia.

2.1.5. Idioma y religión

En el municipio de San Marcos predomina la lengua Mam, en las áreas rurales, sin embargo el proyecto del relleno sanitario es para beneficiar directamente a los usuarios del tren de aseo del área urbana del municipio de San Marcos. El idioma español es el que domina toda la población del casco urbano, teniendo también como costumbres participar en épocas festivas en las actividades religiosas católicas que se organizan por medio de la Pastoral de San Marcos.

2.2. Principales necesidades del municipio

Generalmente para conocer el aporte que se dará en beneficio de la población, es necesario determinar las necesidades más relevantes dentro de la población con el fin de contribuir al desarrollo de la misma.

2.2.1. Descripción de necesidades

El municipio de San Marcos actualmente tiene muchas oportunidades en cuanto al desarrollo académico y profesional debido a que se cuentan con centros educativos tanto de nivel pre-primario, primario, básico, diversificado y universitario. Pero debido a la falta de empresas donde puedan aplicar sus conocimientos se han visto en la necesidad de que la mayoría de estudiantes egresados del nivel medio tienen que trabajar no necesariamente en su especialidad. Sino en lo que se le presenta.

Por lo que se debe de enfocar acciones de generación de empleo local para estos grupos de personas así como el desarrollo productivo del municipio para mejorar la estabilidad económica de la población.

La comunidad es joven y el esfuerzo deberá enfocarse a los programas que apoyen al desarrollo integral enfocado en sus edades, sexo y sus potencialidades de producción.

En cuanto a los servicios básicos la población tiene accesibilidad a ellos como son: educación, energía eléctrica, sistema de agua potable funcionando de forma normal, sistema de drenaje y transporte colectivo extra-urbano, urbano, sistema del tren de aseo, etc.

Actualmente la municipalidad le tiene dado el proyecto de manejo de los residuos sólidos a una empresa privada que ha tenido con el tiempo muchos problemas debido a que no se cuentan con procesos adecuados de clasificación desde las viviendas y luego en la planta no se pueden aprovechar los residuos recuperables debido a que van mezclados y aumentan el volumen de desechos a incinerar, provocando una contaminación incontrolada en la quema de basura en dicha planta, si se tuvieran procesos adecuados de segregación sería menos el volumen a incinerar y si se tuviera un lugar para la disposición final de residuos sólidos no aprovechables se evitaría la quema de basura y la acumulación de los mismos en la planta.

La planta de residuos sólidos se encuentra en la carretera que conduce al Agua Tibia, donde existe gran afluencia de personas que van a realizar ejercicios y se han quejado de la contaminación que se está generando en dicha planta.

2.2.2. Priorización de necesidades

- Construcción de un relleno sanitario para poder trasladar los residuos sólidos no aprovechables y darles el tratamiento adecuado para su disposición final.
- Creación de programas enfocados al desarrollo económico del municipio para generar empleo.
- Implementación de un sistema de georeferenciación y ordenamiento territorial en la población.

2.3. Características de infraestructura

Actualmente el municipio de San Marcos se encuentra en constante desarrollo en cuanto a infraestructura, ya que la mayoría de sus calles están pavimentadas, lo cual genera una mejor urbanización, teniendo así que mejorar los servicios públicos.

2.3.1. Vías de acceso

La cabecera departamental de San Marcos se encuentra a una distancia de 252 kilómetros. El municipio de San Marcos cuenta con una vía principal, que es la Ruta Nacional 1, asfaltada, que comunica a San Marcos con la ciudad capital, dicha ruta prosigue hasta la frontera con México, enlazando en su trayecto con las carreteras Interamericana CA-1 e Internacional del Pacífico CA-2; así como las rutas nacionales 12-N y 12-S. El municipio tiene también carreteras, caminos y veredas que unen a las comunidades con la cabecera municipal y lugares cercanos al municipio.

2.3.2. Servicios públicos

La importancia de los servicios públicos municipales, radica en la capacidad que estos tienen de resolver necesidades de la población y contribuir directa o indirectamente a lograr mejores niveles de bienestar, cuando son prestados en forma continua y bajo estándares adecuados de cantidad y calidad.

- Energía eléctrica

Este servicio cubre al 98 por ciento de la población. La energía eléctrica se compra al Instituto Nacional de Electrificación (INDE) y la distribuye la Empresa Eléctrica Municipal. La ciudad de San Marcos cuenta con servicio de energía eléctrica domiciliar y alumbrado público, el cual se extiende a algunas aldeas aledañas y cubre también algunas zonas del vecino municipio de San Pedro Sacatepéquez.

- Agua para consumo humano

La administración, operación y mantenimiento del servicio de agua potable a la ciudad (cabecera municipal) está bajo la responsabilidad de la Empresa Municipal de Agua Potable (EMAP) de San Marcos.

En el área rural, la captación y distribución de este servicio en las comunidades que lo poseen, se realiza por gravedad y es administrado por Comités Comunitarios específicos, sin embargo, no puede hablarse de agua potable porque en la mayoría de los casos no recibe ningún tratamiento de desinfección, además de que las personas aún utilizan pozos artesanales para sustraer el agua para su consumo en el hogar.

- Aguas residuales y excretas

En algunos sectores de la ciudad de San Marcos se cuenta con un sistema de recolección de las aguas residuales, el cual descarga las aguas crudas que recibe directamente en los ríos y quebradas que atraviesan la ciudad.

Debido a la ausencia de acueductos en varias comunidades del área rural, la disposición de excretas en estas comunidades se realiza mediante el uso de letrinas y pozos ciegos.

- Desechos sólidos

Los habitantes de la ciudad cuentan con el servicio de recolección de desechos sólidos (basuras), el cual es facilitado por la municipalidad.

En las comunidades del área rural, no se cuenta con lugares adecuados para la disposición de la basura, algunos terrenos y barrancos han sido convertidos en basureros clandestinos. En general en el área rural las comunidades utilizan la basura como abono para sus terrenos, la queman, la entierran o la botan en basureros improvisados.

- Transporte público

El servicio de transporte extraurbano se brinda a través de camionetas que recorren el altiplano, zona costera marquense y la ciudad capital, las cuales se estacionan en la terminal de la cabecera departamental de San Marcos. Para cubrir rutas internas entre aldeas y caseríos con el centro de los municipios de San Marcos y San Pedro Sacatepéquez, se cuenta con el servicio de otras camionetas. El servicio de transporte urbano se cubre mediante taxis y buses.

- Salud

En la cabecera departamental de San Marcos, están ubicadas; la Dirección del Área de Salud (como ente coordinador de las actividades relacionadas con la prevención y erradicación de enfermedades) y el Centro de Salud (como ente que presta el servicio de atención médica); ambas funcionan en el mismo edificio que es propio y se encuentra en buenas condiciones. Se cuenta además con un hospital nacional, dos hospitales privados, clínicas particulares, farmacias privadas, farmacias comunales y dispensario.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO POJOPOM DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

Debido a que una de las necesidades que están afectando a la población tanto física como económicamente, es el agua potable, la cual en estos momentos se tiene de forma irregular y con costos demasiado altos para la poca población que se beneficia del recurso.

3.1. Descripción del proyecto

De acuerdo con la información obtenida por medio de boletas, diagnósticos, planes directores, etc, en el caserío Pojopom se evidencia que el 65 por ciento de las viviendas no tienen acceso al servicio de agua potable a nivel domiciliario y el otro 35 por ciento está consumiendo agua de un proyecto construido en 1984 que no tiene tratamiento de clorificación y funciona de manera irregular, este sistema no es suficiente para abastecer al 100 por ciento de la población actual. Teniendo como consecuencia que la población constantemente está presentando enfermedades gastrointestinales y de la piel, principalmente los niños y niñas, así como también ancianos; siendo las familias más vulnerables las que se encuentran en la categorización de pobreza extrema.

Realizada la visita de campo correspondiente se determina un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo debido a que las fuentes de agua se encuentran en una altura mucho menor a la del caserío Pojopom.

3.2. Fuente

Las 5 fuentes encontradas son nacimientos de tipo acuífero libre, con brote definido en ladera.

3.3. Caudal de aforo

Es la demanda o relación entre el volumen transcurrido por unidad de tiempo, en este caso, como las fuentes son nacimientos de agua, el aforo se realizó con el método volumétrico, por lo que se utilizó una cubeta plástica de 18,9 litros de capacidad, dando los siguientes resultados:

Tabla III. **Aforo a fuente No. 1 del caserío Pojopom**

Medición No	Volumen de aforo (Lts)	Tiempo	OBSERVACIONES
1	18,9	185,51	El tiempo promedio de llenado del volumen de aforo equivale a 184,372 segundos. Por lo tanto $Q = \frac{18,90 \text{ l}}{184,37 \text{ s}} = 0,10 \text{ l/s},$
2	18,9	182,93	
3	18,9	183,70	
4	18,9	184,47	
5	18,9	185,25	
Tiempo Promedio		184,37	

Fuente: elaboración propia.

Tabla IV. **Aforo a fuente No. 2 del caserío Pojopom**

Medición No	Volumen de aforo (Lts)	Tiempo	OBSERVACIONES
1	18,9	193,50	El tiempo promedio de llenado del volumen de aforo equivale a 191,792 segundos, Por lo tanto $Q = \frac{18,90 \text{ l}}{191,79 \text{ s}} = 0,09 \text{ l/s},$
2	18,9	190,14	
3	18,9	189,89	
4	18,9	192,98	
5	18,9	192,45	
Tiempo Promedio		191,79	

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Aforo a fuente No. 3 del caserío Pojopom**

Medición No	Volumen de aforo (Lts)	Tiempo	OBSERVACIONES
1	18,9	77,00	El tiempo promedio de llenado del volumen de aforo equivale a 76,8 segundos. Por lo tanto $Q = 18.90 \text{ l} / 76.8 \text{ s} = 0.23 \text{ l/s}$
2	18,9	77,00	
3	18,9	76,50	
4	18,9	76,00	
5	18,9	77,50	
Tiempo Promedio		76,80	

Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Aforo a fuente No. 4 del caserío Pojopom**

Medición No	Volumen de aforo (Lts)	Tiempo	OBSERVACIONES
1	18,9	140,50	El tiempo promedio de llenado del volumen de aforo equivale a 140,2 segundos. Por lo tanto $Q = 18.90 \text{ l} / 140.20 \text{ s} = 0.13 \text{ l/s}$
2	18,9	140,00	
3	18,9	140,10	
4	18,9		
5	18,9		
Tiempo Promedio		140,20	

Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. **Aforo a fuente No. 5 del caserío Pojopom**

Medición No	Volumen de aforo (Lts)	Tiempo	OBSERVACIONES
1	18,9	17,60	El tiempo promedio de llenado del volumen de aforo equivale a 17,4 segundos. Por lo tanto $Q = 18.90 \text{ l} / 17.40 \text{ s} = 1.03 \text{ l/s}$
2	18,9	17,60	
3	18,9	17,00	
4	18,9		
5	18,9		
Tiempo Promedio		17,40	

Fuente: elaboración propia.

Con las 5 fuentes pertenecientes a la comunidad de Pojopom se logra reunir un caudal acumulado de 1,58 litros por segundo, los cuales son suficientes para abastecer a las viviendas que existen en este momento. Estos caudales son en época de verano (mes de marzo), lo cual indica que en los meses de invierno puede aumentar este caudal, siendo favorable para este proyecto.

3.4. Análisis de la calidad de agua

La calidad del agua depende de su origen e historia, existen factores que producen variaciones en la calidad de las fuentes, las más comunes son: la absorción de sustancias en solución y las condiciones climatológicas y geográficas propias de cada región. La calidad del agua para el consumo humano está regida por las acciones del sector de Salud Pública y por la Norma COGUANOR NGO 29001.

El agua potable debe llenar ciertas condiciones de calidad como:

- Incolora en pequeñas cantidades o ligeramente azulada en grandes masas.
- Inodora, insípida y fresca.
- Aireada, sin sustancias en disolución y sin materia orgánica.
- Libre de microorganismos que puedan ocasionar enfermedades.

Para tener la certeza de la confiabilidad del agua es necesaria la realización de los exámenes de laboratorio, entre los cuales se tienen:

- Exámenes físicos

Estas pruebas miden y registran las propiedades del agua que pueden percibirse a través de los sentidos, entre éstas pueden citarse:

- Turbidez: es el efecto óptico causado por la dispersión o interferencia de los rayos luminosos que pasan a través del agua que contiene pequeñas partículas en suspensión.
- Color: puede ser de dos tipos; color verdadero que se presenta después de haber removido la materia en suspensión y el color aparente es el color verdadero más cualquier otro color que produzcan las sustancias en suspensión.
- Olor: se debe a pequeñas concentraciones de compuestos volátiles presentes en el agua.
- Sabor: se relaciona con el olor y es causado por las mismas condiciones; los minerales disueltos pueden impartir sabores al agua, pero no olores.

El agua, según resultados de los exámenes, no presenta color, no posee olor ni sabor y no se observaron partículas en suspensión; en general presenta buenas características físicas.

- Exámenes químicos

Son análisis que determinan las cantidades de materia mineral y orgánica que hay en el agua y afectan su calidad proporcionando información sobre contaminantes en ella; éstos son:

- Dureza: es la capacidad del agua para consumir el jabón, las aguas duras son menos corrosivas que las blandas, las cuales contienen compuestos de calcio y magnesio en bajas concentraciones.
- Alcalinidad: se refiere a la medida de los constituyentes básicos presentes en el agua como calcio y magnesio.
- Concentraciones de Iones de hidrógenos, valor de pH: éstos miden la intensidad de la reacción ácida o alcalina del agua, el valor neutro del agua es 7, de 0 a 7,0 indica acidez y de 7,0 hasta 14 indica alcalinidad, la mayoría de aguas naturales poseen valores entre 5,5 y 7,0 de pH.
- Cloro residual: cuando se agrega cloro al agua, reacciona con sustancias orgánicas y otras que destruyen su poder desinfectante, por ello es necesario agregar una cantidad de cloro para que reaccione con todas las sustancias y aún quede un exceso o cantidad residual, si se quiere destruir bacterias y virus. Éste puede quedar disponible en estado libre, el cual tiene un rápido poder desinfectante.

El examen de calidad del agua indica que el agua es turbia levemente, pero es apta para el consumo humano.

- Exámenes bacteriológicos

El propósito de éstos es indicar su contaminación con aguas negras y la posibilidad de que puedan transmitir enfermedades al consumirla.

El agua puede contener muchos tipos de bacterias, virus, hongos etc., cuyo medio ambiente habitual sea el suelo, el agua o el aire y forman esporas.

Los exámenes bacteriológicos están basados en la determinación del número de bacterias presentes y de la presencia o ausencia de organismos de origen intestinal o de aguas negras. Los principales organismos indicadores de contaminación intestinal de aguas negras son bacterias del grupo coliforme; las cuales son huéspedes habituales del intestino grueso del hombre y animales; la *Escherinchiacoli* y el *aerobacteraerógenes* son las bacterias que forman el grupo coliforme de importancia en el análisis del agua. Las pruebas principales son:

- Recuento total de bacterias: éste se usa para obtener una estimación del número total de bacterias que se encuentran en una muestra de agua; esta prueba se realiza en dos diferentes temperaturas, a 35 grados centígrados, que es la temperatura óptima en que las bacterias crecen en mejores condiciones y a 20 grados centígrados, que es la temperatura ambiente, con el objeto de observar el desarrollo de las bacterias en los medios naturales.
- Investigación del grupo coliforme: la estimación del número de bacterias del grupo coliforme, presentes en determinado volumen de agua será índice de la intensidad de una contaminación.

El examen de calidad del agua indica que es apta para el consumo humano y no exige más que un simple tratamiento de desinfección, ya que el

número más probable total de gérmenes coliformes es de 900 por centímetro cúbico y el fecal es de 33 por centímetro cúbico.

(Los resultados de los exámenes realizados al agua se encuentran en el anexo).

3.5. Levantamiento topográfico

Se efectuará el levantamiento topográfico de las líneas que unan las fuentes de abastecimiento de agua con las poblaciones beneficiadas. En el levantamiento topográfico deben localizarse detalles importantes como los son las estructuras ya existentes, pasos de ríos, quebradas y zanjones. También deben trazarse las líneas principales y los ramales secundarios que se usarán para instalar la tubería que distribuirá el agua a las viviendas y edificios públicos. Previamente al inicio de los trabajos de topografía, es necesario tener la certeza que se tendrá el permiso de colocar la tubería en el lugar, es decir, contar con el derecho de paso. En este caso el levantamiento topográfico realizado en las líneas de distribución fueron de por ramales abiertos. Tesis sanitaria.

3.6. Población actual

Según el censo poblacional realizado en el 2002 por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) se proyecta una población de 666 habitantes para el 2011 en el cual se hizo el levantamiento topográfico en el mes de diciembre del 2011. Con una densidad poblacional de 3 habitantes/ vivienda.

3.7. Tasa de crecimiento

El Instituto Nacional de Estadísticas (INE) se tiene una tasa de crecimiento poblacional de 2,55 por ciento para el caserío Pojopom de Esquipulas Palo Gordo, a pesar de que es un caserío ha crecido considerablemente los últimos años.

3.8. Tipo y número de conexiones

En el levantamiento topográfico se reconocieron 202 viviendas en las cuales se pretende dejar conexiones de tipo domiciliar para una densidad de 3 habitantes por vivienda.

3.9. Parámetros de diseño

Para poder realizar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Pojopom es necesario conocer el tipo de población que es, en este caso es una población de tipo rural por lo que los criterios de diseño pretenden satisfacer adecuadamente la necesidad de los habitantes en cuanto a este recurso hídrico, de manera que no se excedan en el uso del mismo ni tengan irregularidades en el sistema durante su funcionamiento.

3.9.1 Período de diseño

Para el período de diseño las instituciones como Organización Mundial de la Salud (OMS) y la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR) recomiendan 20 años, esto no significa que dentro de 20 años el sistema deje de funcionar, éste seguirá funcionando pero empezarán a dar

problemas de deficiencia, dependiendo de la tendencia de crecimiento de la población, del cuidado y mantenimiento que se le proporcione.

3.9.2. Población de diseño

La población a servir es una población que tiene que ser pronosticada. De acuerdo con el método geométrico el crecimiento poblacional es de manera exponencial es por eso que se aplica la fórmula:

$$Pf = Po * (1 + (r/100))^n$$

Donde:

Pf = Población final (futura)

Po = Población inicial (actual)

r = Crecimiento poblacional anual que en este caso según INE es 2,55%

n = Número de años (período de diseño) en este caso se tomarán 20 años.

$$Pf = 666 * (1 + 2,5/100)^{20}$$

$$Pf = 1,103 \text{ hab.}$$

3.9.3. Dotación

Es una cantidad de volumen asignada a la unidad consumidora (habitante, cama de hospital, área de riego, lavado, etc), y está expresada en litros por habitante por día. (l/hab/día). Para fijar la dotación, hay que tomar en cuenta los estudios de demanda para la población o de poblaciones similares, si los hubiere. Cuando no se haya realizado ninguno, las normas de diseño de las instituciones encargadas del abastecimiento de agua indican los siguientes valores:

Tabla VIII. **Dotaciones de consumo diario por habitante**

DESCRIPCIÓN	DOTACIÓN (Its/hab/dia)
Llena cántaros	15-40
Conexiones prediales	60-90
Conexiones domiciliarias en el área rural	90-150
Conexiones domiciliarias en el área urbana	150-250

Fuente: Según reglamento INFOM-UNEPAR.

Por lo que en este proyecto se tomó la dotación de 90 litros/habitantes/día debido a que es una población rural y son conexiones domiciliarias.

3.9.3.1. Factor de día máximo

El factor de día máximo es para determinar el caudal del día de mayor consumo, se usará el factor de 1,2 cuando las poblaciones sean muy grandes y se utilizará un factor grande que oscilará entre 1,2 – 1,8 cuando las poblaciones sean pequeñas, ya que el mismo es para prever el uso simultáneo del servicio. Teniendo en cuenta que como población futura tendremos una cantidad mayor a 1000 habitantes entonces el FDM será 1,2.

3.9.3.2. Factor de hora máxima

El factor de hora máxima es para determinar el caudal de la hora de mayor consumo en el día, su valor se oscilará entre 2,0 – 3,0. Teniendo en cuenta que como población futura se tendrá una cantidad mayor a 1000 habitantes entonces el FDM será 2,0.

3.10. Determinación de caudales

Para garantizar la eficiencia del sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario tener los caudales máximos que se presentan una vez al mes y una vez al día, utilizando los factores de acuerdo a número de población beneficiaria.

3.10.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario es el producto de multiplicar la dotación adoptada por el número de habitantes que se hayan estimado para el final del período de diseño, dividido entre el número de segundos que tiene un día.

$$Q_{md} = \frac{\text{dotación x población futura}}{86\,400 \text{ s/día}}$$

$$Q_{md} = \frac{90 \text{ l/hab/día} \times 1103 \text{ hab}}{86\,400 \text{ s/día}} = 1,15 \text{ l/s}$$

3.10.2. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario o caudal de conducción es el máximo caudal producido en un día durante un período de observación de un año. Es el resultado de multiplicar el consumo medio diario por el factor de día máximo.

$$Q_{\text{max. diario}} = Q_{md} \times \text{FDM}$$
$$Q_{\text{max. diario}} = 1,15 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times 1,2 = 1,38 \text{ l/s}$$

3.10.3. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario o caudal de distribución, es el máximo caudal producido durante una hora en un período de observación de un año, y éste se calcula multiplicando el caudal medio por el factor de hora máxima.

$$Q_{\text{max. horario}} = Q_{\text{md}} \times \text{FHM}$$

$$Q_{\text{max. horario}} = 1,15 \text{ l/s} \times 2,0 = 2,30 \text{ l/s}$$

Este caudal es condicionado en cada ramal de la red por la cantidad de viviendas o usuarios a servir; para su distribución final se utiliza el caudal por vivienda o el caudal instantáneo de acuerdo con los requerimientos de diseño.

3.10.4. Caudal de bombeo

Previo al diseño de la línea de impulsión (bombeo), debe calcularse el caudal que se impulsará, el cual se denomina caudal de bombeo y se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{Q_{\text{maximo diario}} \times 24}{t_B}$$

Donde: t_B es el tiempo de bombeo y se expresa en horas al día.

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{1,38 \text{ l/s.} \times 24 \text{ hrs/dia}}{8 \text{ hrs/dia}} = 4,14 \text{ l/s}$$

3.11. Línea de impulsión

La línea de impulsión es la que se comprende desde la captación hasta el tanque de distribución, en la cual no deben haber interrupciones de conexiones domiciliarias.

3.11.1. Diámetro económico

Es preciso determinar el diámetro de tubería a utilizar ya que de éste dependerá en mucho la potencia de la bomba; si se adopta un diámetro relativamente grande, resultarán pérdidas de carga pequeñas y en consecuencia la potencia del sistema de bombeo será reducida; por tanto las bombas serán de menor costo, pero el costo de la tubería de descarga será elevado y si el diámetro de la tubería es pequeño, la tubería será de menor costo pero la bomba será costosa y consumirá más energía.

Existe un diámetro conveniente para el cual el costo total de las instalaciones es mínimo, así como su operación, a éste se le designa “diámetro económico (D_e)” y es el diámetro que permite conducir el caudal requerido a un mínimo costo total entre tubería y operación de bombeo. El diámetro económico (D_e) puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$D_e = 1,8675 * \sqrt{Q_b}$$

$$D_e = 1,8675 * \sqrt{4,14 \text{ l/s}} = 3,80''$$

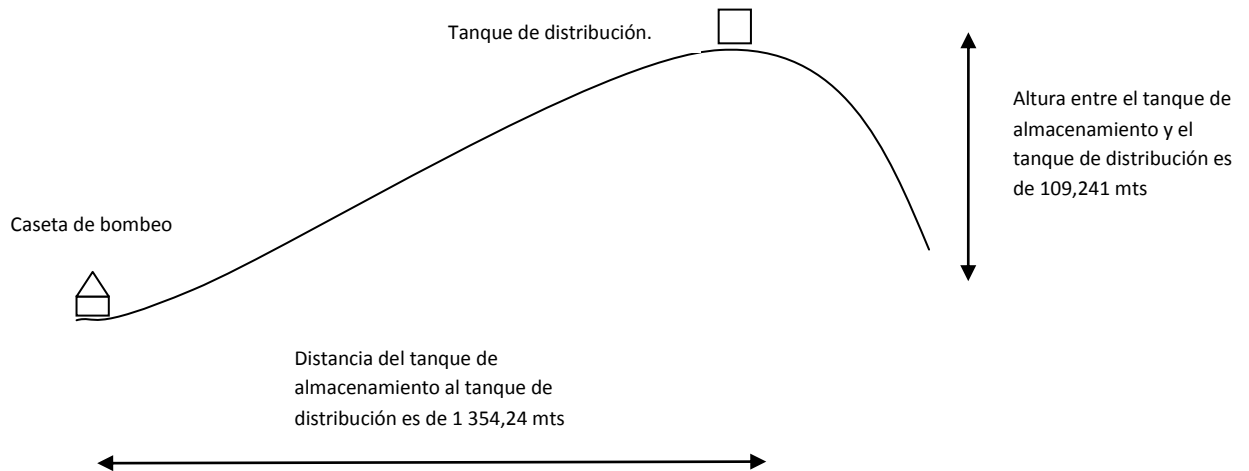
De la expresión anterior se obtendrá una aproximación del diámetro requerido, el cual debe ser analizado con los diámetros comerciales; se puede analizar el diámetro superior y el diámetro inferior y se utilizará el que presente mejores condiciones de funcionamiento y economía. El diámetro menor será de

3 pulgadas en este caso porque con el diámetro de 4 pulgadas no se cumple con la velocidad mínima que debe ser mayor a 0,6 metros por segundo. Según el manual del INFOM/UNEPAR por lo cual no es aconsejable en este caso.

$$\text{Con tubería de } \varnothing 3'' \quad v = \frac{1,974 \cdot Q}{\varnothing^2} = \frac{1,974 \cdot 4,14 \text{ l/s}}{3,088^2} = 0,86 \text{ m/s}$$

$$\text{Con tubería de } \varnothing 4'' \quad v = \frac{1,974 \cdot Q}{\varnothing^2} = \frac{1,974 \cdot 4,14 \text{ l/s}}{3,97^2} = 0,52 \text{ m/s}$$

Figura 4. **Esquema de la línea de conducción**



Fuente: elaboración propia.

3.11.2. Potencia de equipo de bombeo

- Carga dinámica total (CDT)

La carga dinámica total, también llamada altura dinámica total, es la carga que debe suministrar la bomba para mover el caudal requerido; se utiliza para determinar el diámetro económico de las posibilidades que da la expresión anterior. La CDT se determina mediante la siguiente fórmula:

$$CDT = H_i + H_f + h_m + h_v + F$$

Donde:

CDT = Carga dinámica total

H_i = Altura de descarga

H_f = Pérdida de carga debido a la fricción en la línea

h_m = Pérdidas menores

h_v = Pérdidas por velocidad

F = Factor de seguridad para la llegada al tanque de distribución en este caso tomaremos 5 metros columna de agua como mínimo según Norma INFOM/UNEPAR con un rango de 5 a 10 metros columna de agua como máximo.

- Altura de descarga (H_i): es la diferencia de nivel que existe entre la cota de colocación de la bomba (h_i) y la cota del tanque de distribución (h_f), determinándose así:

$$H_i = h_f - h_i$$

$$H_i = 1000 - 890,759 = 109,241 \text{ mca}$$

- Pérdida de carga por la fricción de la línea (H_f): es la pérdida que se produce por el paso del agua en la tubería, y se da desde donde se

encuentra la bomba hasta el tanque de distribución; ésta se obtiene aplicando la fórmula de Hazzen Williams así:

$$H_f = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} \phi^{4,87}}$$

Donde:

L = longitud de tubería a tanque de distribución

Q = caudal a transportar (en este caso caudal de bombeo)

ϕ = diámetro de la tubería a colocar

C = coeficiente de fricción de la tubería (100 para Hg y 150 para PVC)

$$H_f = \frac{1743,811 * 1380,294 * 4,14^{1,85}}{150^{1,85} 3,08^{4,87}} = 12,93 \text{ mca}$$

- Pérdidas por velocidad (hv): son las pérdidas que se producen en las tuberías, por los cambios de velocidad que experimenta el flujo, en diferentes secciones o tipos de tubería; si se conoce cuál es el valor de la velocidad en la tubería, por consiguiente se tiene:

$$v = \frac{1,974 * Q}{\phi^2} = \frac{1,974 * 4,14 \text{ lts/seg}}{3,088^2} = 0,86 \text{ m/s}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2 * g} = \frac{0,86^2}{2 * 9,81} = 0,04 \text{ mca}$$

Donde:

V = velocidad del flujo

g = gravedad (9,81 m/s²)

- Pérdidas menores (hm): por la diversidad de accesorios que pueden colocarse en un solo tramo de tubería, se adoptará un valor directamente de K el cual será de 10:

$$hm = \frac{K * v^2}{2 * g} = \frac{10 * 0,86^2}{2 * 9,81} = 0,377 \text{ mca}$$

Donde:

K = factor que depende del tipo de accesorio (K=10 asumido)

V = velocidad del flujo (m/s)

g = gravedad (9,81m/s²)

$$CDT = 109,241 + 12,93 + 0,377 + 0,04 + 5 = 127,588 \text{ mca}$$

- Potencia de la bomba

Se determinó la colocación de una bomba sumergible; para el cálculo de la potencia de la bomba se utiliza la expresión matemática siguiente:

$$POT = \frac{Q * CDT}{76 * eficiencia}$$

Donde:

Q = Caudal de bombeo

CDT = Carga dinámica total (mca)

Ef = Eficiencia de la bomba (70% - 90%)

POT = Potencia requerida por la bomba en Horsepower.

$$POT = \frac{4,14 * 127,588}{76 * 0,75} = 9,27 \text{ HP} \sim 10\text{HP}$$

3.11.3. Golpe de ariete

El golpe de ariete es un fenómeno que se produce al momento de cerrar una válvula bruscamente o cuando hay algún cese de energía. Por lo tanto hay que verificar que la tubería sea capaz de aguantar esta sobrepresión. En algunos casos se puede colocar una válvula de alivio para reducir el golpe de ariete.

El golpe de ariete es una onda de presión que se propagará con una velocidad llamada celeridad "a" que se calcula de la siguiente manera:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k}{E} * \frac{Di}{e}}}$$

Donde:

k = módulo de elasticidad volumétrica del agua. ($2,07 * 10^4$ kg/cm²)

E = módulo de elasticidad del material y para PVC es $3,00 * 10^4$ kg/cm²

e = espesor de la pared de la tubería mm

Di = diámetro interno de la tubería en mm

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^4 \text{ kg/cm}^2}{3,00 * 10^4 \text{ kg/cm}^2} * \frac{78,44 \text{ mm}}{5,23 \text{ mm}}}} = 421,52 \text{ m/s}$$

La sobrepresión generada, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P = \frac{a * v}{g}$$

Dónde:

a = celeridad

v = velocidad de servicio (0,86 m/s)

g = gravedad (9,81 m/s²)

ΔP = sobrepresión (mca)

$$\Delta P = \frac{421,52 * 0,86 \text{ m/seg}}{9,81 \text{ m/seg}^2} = 36,95 \text{ mca}$$

Cálculo del golpe de ariete:

$$H_i + \Delta P = 109,241 + 36,95 = 146,191 \text{ mca}$$

$$\text{convirtiendo a psi} = 146,191 \text{ mca} * 1,419 = 211,70 < 250 \text{ psi}$$

La verificación de la resistencia de la tubería a soportar el golpe de ariete se realiza sumando la altura de bombeo más la sobre presión, lo que debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería.

3.11.4. Especificaciones del equipo de bombeo

Para impulsar el agua con una bomba sumergible desde el tanque de almacenamiento hasta una parte alta donde se colocará el tanque de distribución y luego el agua se transportará por gravedad, se requiere una bomba de 10 H y se estima un consumo por 8 horas de 7,46 Watts, y una potencia de arranque de 14,91 K.

3.12. Tanque de distribución

Los tanques de distribución tienen como fin principal cubrir las variaciones de los horarios para el consumo, teniendo como objetivo almacenar el agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día.

También se puede proporcionar agua durante algunas horas en un caso de emergencia, como por ejemplo cuando una tubería se rompe, o cuando se suspende el servicio de flujo del agua en una línea de conducción.

Todos los tanques de distribución de concreto o de mampostería, deberán cubrirse con losa de concreto reforzada, provista de boca de inspección con tapa sanitaria, para efectos de inspección y reparación. Dicha tapa debe ser de preferencia metálica, hermética y tener cierre de seguridad. Para todos los tanques de distribución deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- La tubería de rebalse debe descargar libremente y su cota debe ser menor que la cota de la tubería de entrada.
- El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.
- La tubería de salida hacia el servicio debe ser reentrante como mínimo 20 centímetros.
- El tubo de desagüe debe contar con su correspondiente válvula de compuerta, que permita vaciar el tanque.

- Debe tener dispositivos de ventilación convenientemente protegidos, instalándolos uno por cada 30 metros cuadrados de superficie, como mínimo. Éstos consisten en dos codos de 90 grados, con malla en el extremo para impedir el paso de insectos.
- Debe tener escaleras interiores y exteriores en caso que las dimensiones excedan 1,20 metros de alto.
- Los extremos de las tuberías de rebose y desagüe deben protegerse para impedir el paso de insectos y otros similares.
- La relación de largo-ancho es de 1,5:1 a 2:1.
- La entrada debe encontrarse diametralmente opuesta a la salida, para permitir un buen flujo del agua.

Los tanques enterrados deben estar a menos de 50 por ciento de la altura sobre la rasante, el área donde se localicen deberá aislarse mediante cerco, para evitar la entrada de personas o animales, o ser usada para disposición de desechos. La superficie del terreno alrededor del tanque debe tener una pendiente que permita drenar hacia fuera el agua superficial. El fondo del tanque debe estar siempre por encima del nivel freático, en caso necesario debe instalarse un sistema de drenaje adecuado para las aguas de infiltración.

3.12.1. Volumen del tanque

El volumen de los tanques de distribución, se calculará de acuerdo con la demanda real de las comunidades. Cuando no se tenga estudios de dichas

demandas, el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y UNEPAR recomienda utilizar en sistemas por gravedad 25 a 40 por ciento del consumo medio diario estimado y en sistemas por bombeo de 40 a 65 por ciento.

Entonces en este caso se construirá un tanque de almacenamiento con muros y cimientado de piedra y una losa en dos sentidos simplemente apoyada, que sea capaz de almacenar el 45 por ciento del consumo medio diario estimado en este proyecto.

Cuando el suministro de agua puede ser considerado seguro y continuo en la cantidad prevista en el proyecto, puede prescindirse del volumen de reservas para contingencias, a fin de mantener bajo el costo inicial del sistema. Resumiendo, el volumen total del tanque será:

- Para poblaciones menores de 1 000 habitantes, el 40 por ciento del consumo medio diario de la población; el cual no considera reservas para eventualidades.
- Para poblaciones entre 1 000 y 5000 habitantes, el 40 por ciento del consumo medio diario, más un 10 por ciento para eventualidades.
- Poblaciones mayores de 5 000 habitantes, el 45 por ciento del consumo medio diario, más un 10 por ciento para eventualidades.
- En el caso de sistemas por bombeo, la reserva mínima deberá ser del 40 por ciento al 65 por ciento de un día de consumo medio, salvo en los casos en que se necesite proveer una capacidad adicional para contingencias o incendios.

El volumen de distribución se calcula por la expresión:

$$\text{Vol.} = \frac{40\% * Q_{\text{medio diario}} * 86,400}{1,000 \text{ ls/m}^3}$$

Sustituyendo.

$$\text{Vol.} = \frac{40\% * 1,38 \text{ ls/seg} * 86,400 \text{ s/día}}{1,000 \text{ ls/m}^3} = 47,69 \sim 50 \text{ m}^3/\text{día}$$

Las dimensiones interiores del tanque serán 4 x 8,5 x 1,8 metros de altura.

3.12.2. Diseño de muro

Debido a que el empuje del agua puede representar fuerzas horizontales y las presiones del suelo pueden oponerse a esas fuerzas, se diseña tomando los siguientes aspectos:

Peso específico del suelo (δ_s) = 1 500 kg/m³

Densidad del agua (δ_a) = 1 000 kg/m³

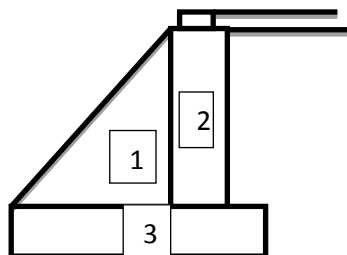
Peso específico del concreto (δ_c) = 2 400 kg/m³

Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc}) = 2 250 kg/m³

Ángulo de fricción (ϕ) = 28°

Valor soporte del suelo (V_s) = 15 Ton/m²

Figura 5. Dimensiones y cargas de muro



Fuente: elaboración propia.

Calculando carga de la losa y solera de corona($W_{l+v} = W_l + W_v$):

Carga de la losa $W_l = 2,400 \text{ kg/m}^3 (0,10 \text{ m}) = 240 \text{ kg/m}$

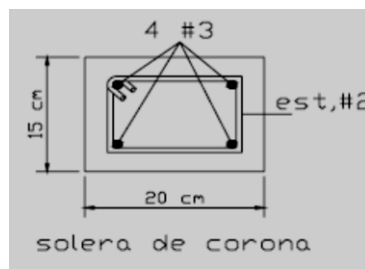
Carga de la viga $W_v = \gamma_c \cdot b \cdot h = 2,400(0,20)(0,15) = 72 \text{ kg/m}$

$W_{l+v} = 240 + 72 = 312 \text{ kg/m}$

Considerando a W_{l+v} como carga puntual (P_c):

$P_c = 312 \text{ g/m} \cdot (1\text{m}) = 312 \text{ kg}$

Figura 6. Dimensiones de la solera de corona y su refuerzo



Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. Cálculo del momento que se produce en el punto cero

Figura	Carga	Kg	Brazo (m)	Momento (kg/m)
1	$\frac{1}{2} * 2,00 * 0,30 * 2250$	675	$\frac{2}{3} * 0,70 = 0,47$	317,25
2	$2,00 * 0,30 * 2250$	1350	$0,70 + 0,15 = 0,85$	1147,50
3	$1,00 * 0,30 * 2250$	675	$\frac{1}{2} * 1,00 = 0,50$	337,50
P suelo	$\frac{1}{2} (0,7) * (2,00) * 1500$	1050	$\frac{1}{3} (0,70) = 0,233$	244,65
P corona	312	312	$0,70 + 0,15 = 0,85$	265,2
Pp	186,975	186,975	$\frac{1}{3} * 0,3 = 0,1$	18,70
		R = 4248,975		MR = 2330,8

Fuente: elaboración propia.

La presión que ejerce el agua es llamada presión activa (pa):

$$P_a = \gamma_{\text{agua}} \left(\frac{1}{2} b * h \right) = \frac{1\ 000\text{g}}{\text{m}^3} \left(\frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} * 1,8 \right) * 1,8 \right) = 1\ 080 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Momento de volteo que ejerce el agua, momento activo (Mact):

$$M_a = P_a \left(\frac{H}{3} \right) = 1\ 080 * \frac{1,8}{3} = 648 \text{ kg} * \text{m}$$

La presión que ejerce el suelo es llamada presión pasiva (Pp):

$$P_p = \gamma_{\text{suelo}} * \frac{h^2}{2} * k_p, \text{ esta ecuacion es de la teoria de Ranking}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\theta}{1 + \text{sen}\theta} = \frac{1 - \text{sen}28}{1 + \text{sen}28} = 0,361$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0,361} = 2,77$$

$$P_p = 1\ 500 * \frac{0,3^2}{2} * 2,77 = 186,975 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo que ejerce el suelo, momento pasivo (Mp):

$$M_p = P_p * \frac{h}{3} = 186,975 * \frac{0,3}{3} = 18,70 \text{ kg} - \text{m}$$

Verificaciones de estabilidad:

- Verificación de estabilidad contra volteo $F_{sv} > 1,5$

$$F_{sv} = \frac{MR}{M_{act}} = \frac{2\ 330,80}{648} = 3,60 \text{ ok}$$

- Verificación de estabilidad contra deslizamiento $F_{sd} > 1,5$

Coeficiente de fricción:

$$Cfs = 0,9 * \tan 28 = 0,479$$

Fuerza de fricción:

$$Ffr = Cfs * R = 0,478 * 4\,248,975 = 2\,031,01 \text{ kg}$$

$$Fsd = \frac{Ffr}{Pa} = \frac{2\,031,01}{1\,080} = 1,88 \text{ ok}$$

- Verificación de presión máxima y mínima sobre el suelo

$$P_{\text{máx}} < V_s$$

$$P_{\text{mín}} > 0$$

Coordenadas de la resultante:

$$X = \frac{MR - Mact}{R} = \frac{2330,80 - 648}{4248,975} = 0,40$$

Excentricidad:
$$e = \frac{\text{Base}}{2} - X = \frac{1,00}{2} - 0,40 = 0,10 \text{ m}$$

$$P_{\text{máx y mín}} = \frac{R}{B} \pm \frac{6Re}{B^2}$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{R}{B} + \frac{6Re}{B^2} = \frac{4\,248,975}{1,00} + \frac{6(4\,248,975 * 0,10)}{1,00^2} = 6\,798,36 < 15\,000 \text{ ok}$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{R}{B} - \frac{6Re}{B^2} = \frac{4\,248,975}{1,00} - \frac{6(4\,248,975 * 0,10)}{1,00^2} = 1\,699,59 > 0 \text{ ok}$$

3.12.3. Diseño de losa

Determinación del sentido de trabajo de la losa.

El cálculo del sentido en que trabaja la losa se determina por la relación entre el lado menor y el lado mayor y empleándose el método 3 de la *American*

Concrete Institute (ACI):

$$\frac{a}{b} = \frac{4,45}{8,95} = 0,50 \geq 0,5 \text{ indica que la losa es en dos sentidos}$$

$$\text{Espesor de la losa} = \frac{4,45 + 4,45 + 8,95 + 8,95}{180} = 0,15\text{m}$$

Determinación de cargas:

Carga muerta:

$$W \text{ propio de la losa} = 2400 \text{kg/m}^3 * 0,14 \text{ m} = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobre cargas} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total carga muerta} = 426 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

Son cargas que soportará la losa en ocasiones eventuales, por ser solo de cubierta, se asumirá una carga viva de 100 kg/m^2 .

Total carga ultima: según ACI 318-08

$$CM_u = 1,2(426 \text{ kg/m}^2) = 511,2 \text{ kg/m}^2$$

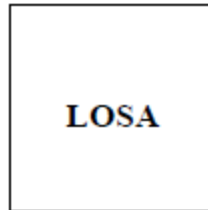
$$CV_u = 1,6(100 \text{ kg/m}^2) = 160 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 511,2 + 160 = 671,2 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos:

Para determinar los momentos positivos y negativos en los puntos críticos de la losa, se emplearán las fórmulas específicas por el código ACI 318-08, método 3.

Figura 7. Indica la continuidad de la losa de acuerdo al caso 1



Fuente: elaboración propia.

Momentos negativos (M_{a-}):

$$M_{a-} = c_{a-} \times C_U \times a^2 = 0 (671,2) (4,45)^2 = 0 = M_{b-}$$

Momentos Positivos ($M_{a\oplus}$):

$$M_{a\oplus} = c_{a\oplus} C_M u x a^2 + c_{a+} C_V u x a^2 = 0,095 * 511,2 * 4,45^2 + 0,095 * 160 * 4,45^2 = 1262,69 \text{ kg-m}$$

Momentos Positivos ($M_{b\oplus}$):

$$M_{b\oplus} = c_{b\oplus} C_M u x b^2 + c_{b+} C_V u x b^2 = 0,006 * 511,2 * 8,95^2 + 0,006 * 160 * 8,95^2 = 322,59 \text{ kg-m}$$

Momentos a los apoyos (M_{-}):

$$M_{-} = M_{a+}/3 = 1262,69/3 = 420,90 \text{ kg-m}$$

Calculando el área de acero necesaria por la siguiente fórmula:

$$A_{s(+)} = \left[B * d - \sqrt{(B * d)^2 - \frac{M_{(+)} * B}{0,003825 * f'c}} \right] * \left(\frac{0,85 * f'c}{f_y} \right)$$

Datos:

$$M(+) = 1262,69 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M(-) = 420,90 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$F_y = 2810 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (G 40)}$$

$$F'_c = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (concreto clase 3,000 psi)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 11,5 \text{ cm}$$

Introduciendo datos obtenemos el área de acero:

$$A_{s(+)} = \left[100 * 11,5 - \sqrt{(100 * 11,5)^2 - \frac{1262,69 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210}{2810} \right)$$
$$= 4,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = \left[100 * 11,5 - \sqrt{(100 * 11,5)^2 - \frac{420,90 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210}{2810} \right)$$
$$= 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2,810} * 100 * 11,5 = 5,77 \text{ cm}^2$$

Como el resultado del área de acero dio menor al valor del Amin.

Entonces tomaremos el Amin en ambos sentidos.

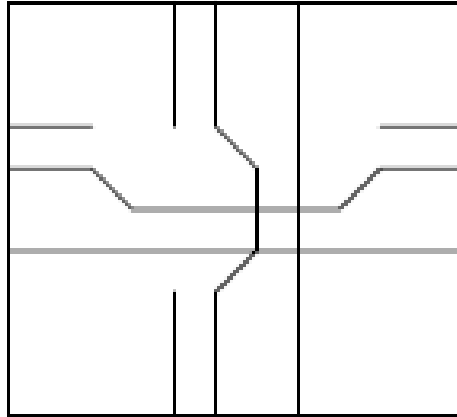
Refuerzo a utilizar No. 4

$$\text{Área cm}^2 = 1,267 \text{ cm}^2$$

Separación = 20 centímetros; en 1,00 metro van 5 varillas No.4

Ref. No. 4 @ 0,20 metros ambos sentidos

Figura 8. **Indica distribución de armado de losa**



Fuente: elaboración propia.

3.13. Red de distribución

En el diseño de la red de distribución, se consideran los siguientes factores:

- El diseño se hará para el caudal de hora máxima, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño, siempre y cuando sea mayor que el caudal simultáneo, caso contrario se utilizará este último.
- La distribución de gastos debe hacerse mediante cálculo, de acuerdo con el consumo real de la localidad, durante el período de diseño
- Se deberá tratar de servir, directamente, al mayor porcentaje de la población con conexiones domiciliarias, aunque se podrían instalar llenas cántaros, si la capacidad de la fuente no lo permite.

- Se deberá dotar a las redes de distribución de los accesorios y obras de arte necesarias, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas para tal efecto, y así facilitar su funcionamiento.

Es necesario terminar los ramales abiertos en puntos de consumo, para evitar estancamientos indeseables; de lo contrario, se deberá proveer de una válvula de compuerta para la limpieza de esta tubería. Este método se utiliza cuando el circuito no se puede cerrar, debido a condiciones topográficas o por la economía del proyecto.

3.13.1. Cálculo hidráulico de red

La red de distribución es la línea que se divide en ramales y subramales para poder distribuir de una manera ordenada todas las conexiones parcelarias, en dicha línea es necesario también mantener ciertos parámetros con el fin de garantizar el uso de agua potable.

3.13.1.1. Caudal de usosimultáneo

Para el diseño de los ramales de distribución deberá hacerse una comparación entre los cálculos del caudal obtenidos con el FMH y el criterio de uso simultáneo. Deberá utilizarse el resultado que sea mayor de ambos.

$$q = k * \sqrt{n - 1}$$

Donde:

q =Caudal de uso simultáneo no menor de 0,20 l/s.

k= coeficiente, 0,20 tipo predial o domiciliario y 0,15 para llenacántaros.

n= número de conexiones o llenacántaros futuros.

3.13.1.2. Caudal unitario

Para ramales abiertos se aplica también esta fórmula del caudal unitario pero raras veces es empleado debido a los factores que se utilizan, porque generalmente resultan siendo similares con el caudal de uso simultáneo.

$$q_2 = \frac{f_{dm} * f_{hm} * d * N * n}{86\ 400}$$

Donde:

f_{dm} = factor de día máximo

f_{hm} = factor de hora máximo

d = dotación escogida

N = número de viviendas estimadas para el final del período de diseño

n = número de habitantes por vivienda

3.13.1.3. Diámetro de tubería

La fórmula empleada para el cálculo del diámetro de tubería en las líneas de distribución es:

$$\emptyset = \left(\frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * h_f} \right)^{1/4,87}$$

Donde:

L = longitud del tramo a diseñar o ramal

Q= Caudal calculado y seleccionado

C = coeficiente de rugosidad del material para pvc 150

H_f = pérdida que se desea tener en el tramo

Los diámetros comerciales a seleccionar dependiendo del cálculo de los mismos son:

Tabla X. **Diámetro comercial con presiones de trabajo**

Presión	Diámetro comercial (pulg)
125 psi = 87,88 m.c.a.	3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 18
160 psi = 112,49 m.c.a.	1, 1 ¼, 1 1/2, 2, 2 ½, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15
250 psi = 175,77 m.c.a.	¾, 1, 1 ¼, 1 1/2, 2, 2 ½, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12

Fuente: elaboración propia

3.13.1.4. **Velocidades del agua**

En todo diseño hidráulico, es necesario revisar la velocidad del líquido, para ver si éste se encuentra entre los límites recomendados. Para diseño de sistemas de abastecimiento de agua con material en suspensión, sedimentable o erosivo, se considera los límites de velocidad desde 0,60 metros por segundo hasta 3 metros por segundo máxima. Si se trata de agua sin material sedimentable o erosivo, no hay límite inferior, y se dará lo que resulte del cálculo hidráulico. El límite superior se fijará solamente en precaución a la sobre presión, que se debe al golpe de ariete.

La fórmula que se va a utilizar es la siguiente:

$$V = 1,974 * Q/D^2$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

Q = Caudal (m³/s)

D = Diámetro del tubo (m)

3.13.1.5. Cota piezométrica

Es la forma de representar gráficamente los cambios de presión en la tubería. Esto indica, para cada punto de la tubería, 3 elementos: la distancia que existe entre la cota piezométrica y la presión estática en cada punto, que representa la pérdida de carga o de altura de presión que ha sufrido el líquido, a partir del recipiente de alimentación, es decir, el tanque de distribución hasta el punto de estudio, o la distancia entre la cota piezométrica y la tubería representa el resto de presión estática, es decir, la presión que se mediría si se pone en el momento del flujo un manómetro en ese punto.

Esta presión está disponible para ser gastada en el recorrido del agua dentro de la tubería. Y la pendiente de la cota piezométrica representa la cantidad de altura de presión que está consumiendo por cada unidad de longitud en metros, que recorre el agua. Cuanto mayor sea la velocidad, mayor será el consumo de presión por metro de tubería.

3.13.1.6. Presión dinámica

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor, que se disminuye por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería; lo que era altura de carga estática, ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión, conocida como pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía, respecto de la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería. La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota de terreno de ese punto.

La menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 metros columna agua, que es la necesaria, para que el agua pueda subir con cierta presión a las llaves de chorro. Se pueden tener presiones hasta 7 metros columna agua, siempre que sea debidamente justificado. La presión máxima sugerida es de 40 metros columna agua, pudiendo exceder este límite siempre y cuando se tengan razones justificadas para hacerlo.

- Presión estática en la tubería

Se produce cuando todo el líquido de la tubería y del recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente.

La máxima presión estática que soportan las tuberías de 160 libras por pulgada cuadrada = 90 metros columna agua, teóricamente puede soportar más, pero por efectos de seguridad, si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de 250 libras por pulgada cuadrada o Hierro Galvanizado.

En la línea de distribución, la máxima presión estática permitida es de 80 metros columna agua, ya que a mayores presiones fallan los empaques de válvulas y grifería, a menos que sea necesario utilizar presiones mayores por necesidad de salvar puntos altos.

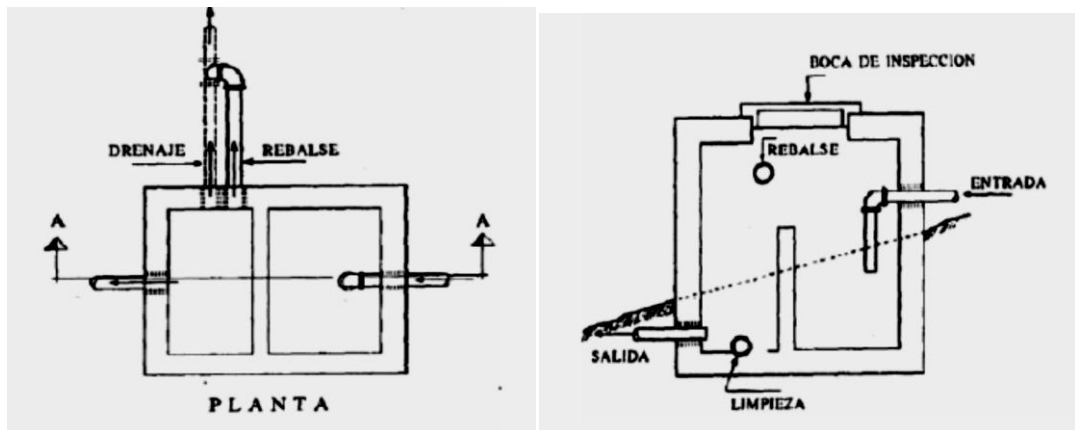
3.13.2. Obras de arte

Caja Rompe-Presión:

Cuando en un tramo de tubería se tiene un fuerte desnivel, puede ser necesario seccionarlo, con el fin de que cada fracción trabaje con una carga acorde con la presión de trabajo de la tubería que se emplee.

Las cajas rompe-presión que se utilizan en una línea de conducción, no cuentan con válvulas con flotador. La localización de las cajas está regida por la presión de trabajo de la tubería que se vaya a instalar.

Figura 9. **Planta y perfil de caja rompepresión**

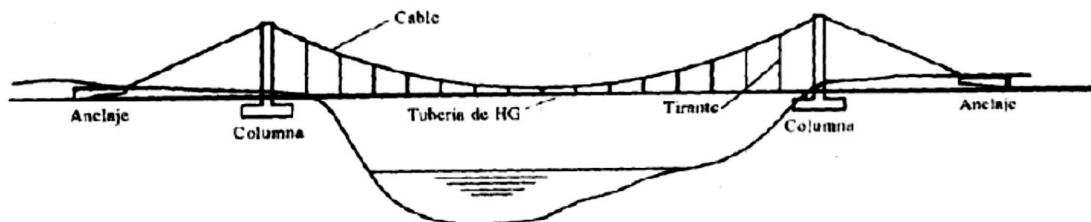


Fuente: Apuntes sobre el curso de ingeniería Sanitaria 1, p.96.

Pasos aéreos y de zanjón:

Cuando es necesario salvar una depresión del terreno o atravesar un río es necesario emplear un paso aéreo, tal como se indica a continuación

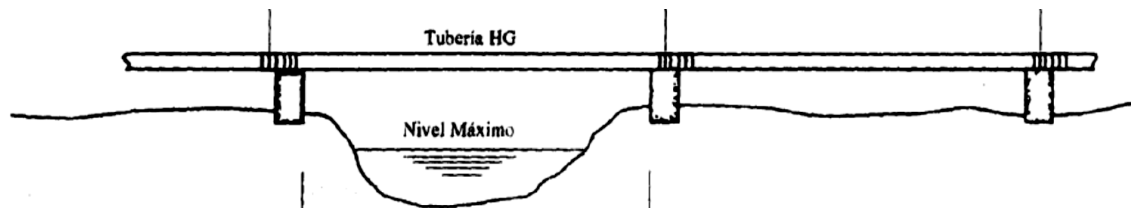
Figura 10. **Perfil de paso aéreo**



Fuente: Apuntes sobre el curso de ingeniería Sanitaria 1, p.96.

Si la depresión no es muy grande, se puede salvar mediante el denominado paso de zanjón, tal como está indicado esquemáticamente en la figura 11.

Figura 11. Perfil de paso de zanjón



Fuente: Apuntes sobre el curso de ingeniería Sanitaria 1, p.96.

Tabla XI. Diseño de paso aéreo de 20 metros de longitud

PASO AÉREO		DATOS:					
L	20	mts	65,6167979	pies			
TUBERIA	1,25	plgs	long. Tubo	20	pie		
W tubería	2,28	lb/pie + acc.	0,52	=	2,8	lb/pie	
Vol H2O	14,72625	plgs^3	0,008522135	pie^3			
Wh2o	0,5317813	lb/pie					
CM	3,3317813	lb/pie					
Wpersona	150	lb/tubo					
CV	7,5	lb/pie					
Vel viento	70	K/H	Presion	20	lb/pie2		
Wviento	2,0833333	lb/pie					
INTEGRACIÓN DE CARGAS ACI318-83							
$U' = 0,75(1,4CM' + 1,7CV + 1,7W_{viento})$							
U'	15,71712	lb/pie					
U''	17,414494						
Pu =	$\Phi Fy \cdot Ag$						
Ag	0,0317412	#3					
Peso unit.	0,1084932	lb/pie	$T = TH \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}} = \text{Tensión - máxima}$				
CM	3,4402744	lb/pie					
CU	17,566384	lb/pie	T	1551,80			

Continuación de la tabla XI.

$TH = \frac{(UL^2)}{8d} = \text{Tensión horizontal}$			$TV = \sqrt{T^2 + TH^2} = \text{Tension - vertical}$	
TH	1440,8124	lb/pie	TV	576,32
Para determinar la flecha (d) en pasos aéreos y puentes colgantes, el Dr.				
D.B. Steinman recomienda una relación económica entre flecha y luz, de L/19 a				
L/12; sin embargo, en pasos aéreos, regularmente da como resultado				
columnas (torres de soporte) muy esbeltas, por lo que se determinará la flecha				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Cálculo de tensiones para refuerzo vertical**

	L (M)	20					
U (LB/PIE)	L (PIE)	d (m)	d (PIE)	TH (LB)	T (LB)	TV (LB)	
17,414	65,617	1,667	5,468	1714,025	1806,741	571,342	L/12
17,414	65,617	1,818	5,965	1571,190	1671,846	571,342	L/11
17,414	65,617	2,000	6,562	1428,354	1538,384	571,342	L/10
17,414	65,617	1,053	3,454	2713,873	2773,362	571,342	L/19
TORRES DE SOPORTE							
Dist. Entre muerto y torres	6	Altura torre	3	Dist. Entre pend. Y		torre	2,9
Wmuerto	998,96	lb	454,074	kg			
θ muerto y torre	26,565	grados	Tanθ	0,5	Senθ	0,447213	
TH2	1997,9	lb	908,15	kg			
TV2	998,96	lb	454,074	kg			
T2	2233,8	lb	1015,34	kg			
Pu	422,64	lb	192,108	kg			
Mu	2996,9	lb	1362,23	kg			
Cálculo de esbeltez	L	2	Mts	200	Cms		
b	30	cm	0,3	mts			
h	30	cm	0,3	mts			
Ig	67500	Cm ⁴					
Ag	900	Cm ²					
r	8,6603	cm					
k	1	ladeo					
Klu/r	23,094	>	22	Magnificar momentos			

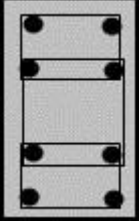
Continuación de la tabla XII

Cm	1	con ladeo			
Ec	218820		B1	0,26785	
EI	5E+09				
Pcr	1E+06				
Fact. Magn	1.0002				
Pu	274,44	kg			
Mu	1946,5	kg-m			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Cálculo de columnas para paso aéreo**

Diseño de Columna

	As' =	5,38392	Calculo As'	
	h =	30 (cm)	Cantidad de Varillas	Numero de varilla
	As=	5,38392	2	5
			2	3
b =	30 (cm)			As' = 5,38392
f'c=	210 (kg/cm ²)	Carga axial =	0,27444 (ton)	
fy =	2810 (kg/cm ²)	Momento uniaxial		
d' =	5 (cm)	=	1,946506 (ton-m)	
Carga Axial Pura				
		M _N = 0		
P _N =	190907,6304 (kg)			
	190,91 (ton)			
Falla Blanceada				
	Concreto falla a compresión			
	As falla a tension		fs =fy	
C _b =	17,12885154 (cm)			

Continuación de la tabla XIII.

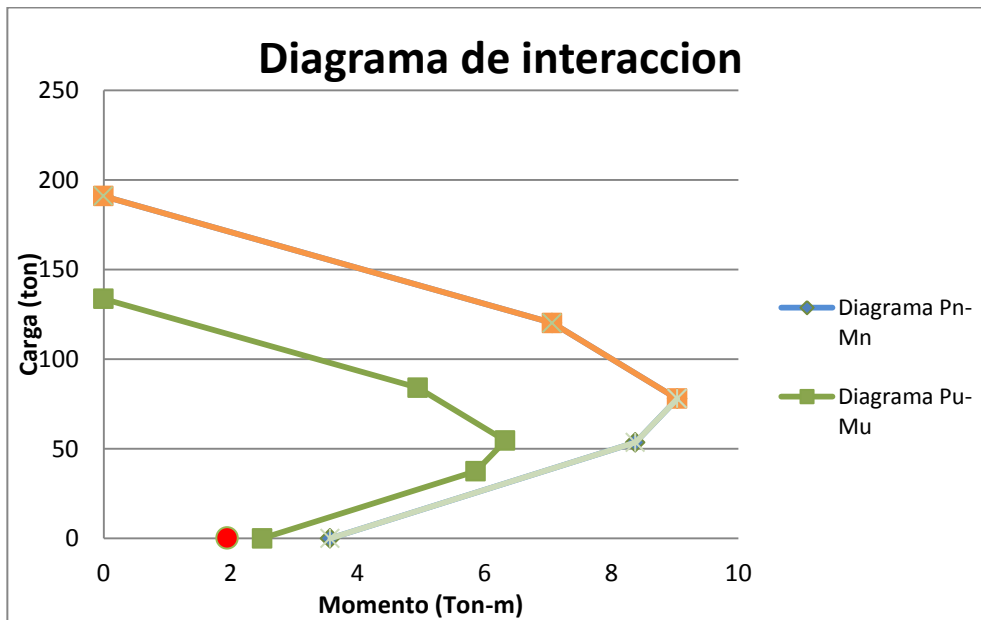
$a_b =$	14,55952381	(cm)		
$fs' =$	4333,540474		$fs' \leq fy \rightarrow$	$fs' =$
				2810
$P_{Nb} =$	77966,25	(kg)		
	77,97	(ton)		
$M_{Nb} =$	904494,3174	(kg-cm)		
	9,04	(ton-m)		
Flexión Pura Se desprecia la contribución de As'				
			$P_N = 0$	$fs = fy$
$a =$	2,825175574	(cm)		
$M_N =$	356849,6004	(kg-cm)		
	3,57	(ton-m)		
Falla a compresión $fs' = fy$				
Asumo "a" entre	14,5595238	y	30	=
$fs =$	382,5		$fs \leq fy \rightarrow$	$fs =$
	120169,4658	(kg)		382,5
	120,17	(ton)		
$M_N =$	707381,646	(kg-cm)		
	7,07	(ton-m)		
Falla a Tensión $fs = fy$				
Asumo "a" entre	14,5595238	y	2,825176	=
$fs' =$	3519		$fs' \leq fy \rightarrow$	$fs' =$
				2810
$P_N =$	53550	(kg)		

Continuación de la tabla XIII.

		53,55	(ton)				
$M_N =$		838076,304	(kg-cm)				
		8,38	(ton-m)				
Punto	Descripción	P_N (ton)	M_N (ton-m)	a (cm)	e (cm)	ΦP_N (ton)	ΦM_N (ton-m)
1	Carga axial pura	190,91	0	30	0	133,637	0
2	Falla Balanceada	77,97	9,04	14,56	11,594203	54,579	6,328
3	Flexión Pura	0	3,57	2,83	-	0	2,499
4	Falla a Compresión	120,17	7,07	20	5,8833319	84,119	4,949
5	Falla a tensión	53,55	8,38	10	15,648926	37,485	5,866

Fuente: elaboración propia.

Figura 12. Diagrama de interacción de cargas de diseño



Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. **Diseño de anclajes de concreto para paso aéreo**

DISEÑO DEL MUERTO DE CONCRETO CICLOPEO					
θ muerto y torre	26,5650512				
T2	1015,34259	kg			
TH2	908,150422	kg			
TV2	454,074197	kg			
Kp	2,6175				
ka	0,382				
peso esp. C.c	2250	kg/m3	h		0,9
peso suelo	1500	kg/m3	h		0,9
Pp	1431,11813				
Pa	208,8585				
W	1640,25	kg			
Mp	429,335438				
Ma.	62,65755				
VERIFICACION CONTRA VOLTEO					
Mr	>	1.8 Ma			
	1167,447938	=	1216,18553		
Fsv	1,72786654				
Verificacion contra deslizamiento					
Cfs	0,44990082				
W	1640,25	kg			
Pp	1431,11813				
Pa	208,8585				
Fsd	1,758965	> 1.5	ok		
Dimensiones finales de 0.9 mts X 0.90 mts					
CALCULO DE ZAPATA					
Pu	274,440448	kg	u	274,440448	kg/m
Mu	1946,50557	kg . M	CM	225,041168	160,744
F'c	210	kg/cm2	CV	49,3992807	29,0584
Fy	2810	kg/cm2	a		0,4 m
Qadmi	15000	kg/cm2	b		0,4 m
Peso esp. Su	1500	kg/cm3	L. col		3 m
Peso esp. Cc	2400	kg/cm3			
Peso esp. Ci	2250	kg/cm3			
df	1				
t supuesto	0,3	mts	rec.		0,1 m
Fcu	1,44592953				
P'	189,802092				
Mt	1346,19671				
Az	0,01898021				
B	1	100	cm		
L	1	100	cm		1 m2
P	3900,80209				
Qmax	17319,3183	Qdis			
Qmin	-4176,37816				
DISEÑO DE ESPESOR DE ZAPATA					
d	0,2	m	20	cm	Aact
Vact	1731,93183	kg			0,1
Vr	13056,7304	kg			
Vr>Va	ok				
CHEQUEO POR CORTE PUNZONANTE					
Apu	0,36	m2	3600	cm2	
Ppu	2,4	m	240	cm	
Vact	11084,3637		kg		
Vr	62672,3062	ok			

Continuación de la tabla XIV.

DISEÑO DE REFUERZO POR FLEXIÓN					
Mu	7793693,25	kg-cm/cm			
AREA DE ACERO					
a supuesto	10	cm			
As	205,448616	cm ²			
a	0,32342331				
As	155,342497				
a	0,24454477				
As	155,034283				
a	0,24405957				
As	155,03239	cm ²			
pmin	0,00501779				
pb	0,03699847				
pmax	0,0392066		1,979		
As min	10,0355872	ok	6 #5	0,15	separacion minima
As max	78,4131984		ambos sentidos	0,25	m

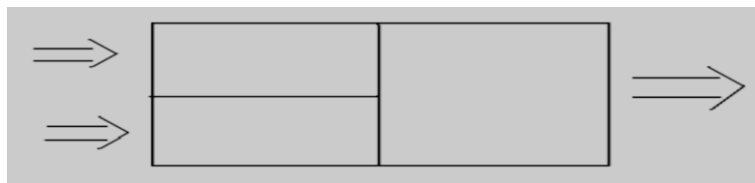
Fuente: elaboración propia.

El paso aéreo diseñado es basado en las normas de ACI318-08 para las estructuras de concreto armado, teniendo un cable principal No.3 acerado y péndolas de No. 2 (ver planos en anexos).

- Caja reunidora de caudales:

Es la caja que sirve para reunir dos o más caudales previamente captados. Su capacidad será de acuerdo al número de fuentes a reunir y al caudal de cada una de ellas.

Figura 13. **Vista de planta de caja reunidora de caudales**

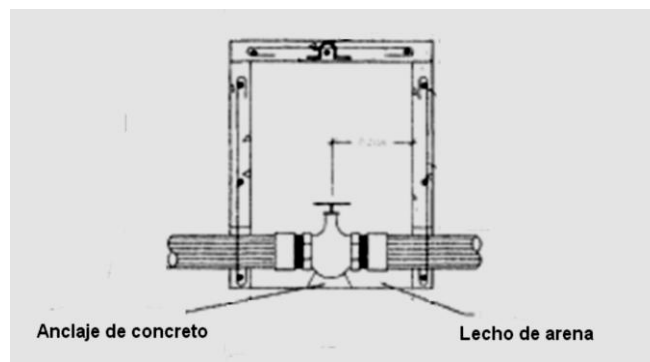


Fuente: elaboración propia.

- Caja para válvulas:

Sirven para proteger cualquier válvula que sea necesario instalar en el sistema, tales como válvulas de compuerta, válvulas de paso, válvulas de aire, válvulas de limpieza, válvulas reguladoras de presión, etc.

Figura 14. **Perfil de caja de válvulas**



Fuente: elaboración propia.

- Válvulas:

Válvulas de aire: el aire disuelto en el agua, o aquel que quede atrapado dentro de la tubería, tiende a depositarse en los puntos altos del perfil de la tubería. La cantidad de aire que puede acumularse puede reducir la sección de la tubería y por lo tanto, su capacidad de conducción.

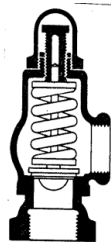
La cantidad acumulada de aire puede ser tanta que llega a impedir completamente la circulación del agua. Las válvulas de aire permiten tanto el ingreso como la salida de éste, el acceso de aire se produce cuando se inicia bruscamente la salida del agua, como en el caso de una ruptura, de no contarse con una válvula de aire, pueden producirse presiones negativas dentro de la misma y se puede llegar a romper la

tubería si es de pvc, o a colapsarse si es de acero. El diámetro a usar en una válvula de aire es normalmente de $\frac{3}{4}$ de pulgada.

Válvulas de limpieza: estas válvulas sirven para extraer de la tubería la arena que haya ingresado a la tubería, la cual tiende a depositarse en los puntos más bajos del perfil. Como válvula de limpieza se emplea una de compuerta, de diámetro igual al de la tubería que sirve, pero nunca puede ser menor de 2 pulgadas.

Válvulas de alivio: una válvula de alivio es de acción automática para tener regulación automática de la presión. El uso principal de esta válvula es para compensar el golpe de ariete y se abre con lentitud conforme aumenta la presión, para regularla.

Figura 15. **Perfil válvula de alivio**

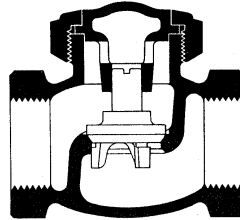


Fuente: Apuntes sobre el curso de ingeniería Sanitaria 1, p.96.

Válvulas de retención: la válvula de retención, que se muestra en la figura 63, generalmente se utiliza en las líneas de bombeo y está destinada a impedir una inversión de la circulación.

La circulación del líquido en el sentido deseado abre la válvula y al invertirse la circulación, se cierra.

Figura 16. **Perfil válvula de retención**



Fuente: Apuntes sobre el curso de ingeniería Sanitaria 1, p.96.

- Válvulas de flotador: las válvulas de flotador se emplean dentro de las cajas rompe-presión en tuberías de distribución para suspender el flujo cuando el agua dentro de la caja alcanza un nivel máximo, evitando así el desperdicio del agua.

3.13.3. Sistema de desinfección

Aunque no se requiera de la construcción de una planta de purificación de aguas convencionales, el tratamiento mínimo que se le debe dar al agua es la desinfección con el fin de entregarla libre de organismos patógenos que son los causantes de enfermedades en el organismo humano. También se debe prever una protección adicional contra la contaminación en una red de distribución.

La mayoría de agua que se encuentra en los ríos, lagos y mares de Guatemala, se puede decir que se encuentra contaminada. Es por ello que el agua que se va a utilizar para el abastecimiento de una población cualquiera, puede estar contaminada, en cuyo caso es de vital importancia desinfectarla.

Para el área rural, este proceso se puede ejecutar de una manera más sencilla que en el área urbana.

3.13.4. Propuesta de tarifa

Para impulsar el agua desde el tanque de almacenamiento hasta una parte alta donde se colocará el tanque de distribución y luego el agua se transportará por gravedad, se requiere una bomba de 10 caballos de fuerza y se estima un consumo por 8 horas de 7,46 kilowatts, y una potencia de arranque de 14,91 kilowatts.

Aspectos sociales:

El costo estimado de la demanda inicial por el arranque de la bomba se estima en Q.7 500,00, el costo por galón de diesel estimado de Q.32.00 por lo que mensualmente pagarán (30*2= 60 galones) siendo el costo estimado de Q.32,00 x 60 galones por mes = Q. 1 920,00

Actualmente en el caserío Pojopomde Esquipulas Palo Gordo hay 227 viviendas beneficiarias con el proyecto de bombeo.

El costo mensual estimado de combustible diesel será de	Q. 1 920,00
Operador	Q. 2 324,00
Total	Q. 2 920,00
El costo mensual por vivienda =	Q.18,70

3.13.5. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

Considerando la carencia de flora y fauna significativa, así como las alteraciones previamente descritas, los impactos ambientales son mínimos.

Tabla XV. **Comparaciones del impacto ambiental**

Alteraciones	Medidas de mitigación
<i>Sistema atmosférico</i>	
Presencia de partículas en suspensión y polvo.	Riego permanente para humedecer las fuentes de emanación de partículas suspendidas.
	Dotación de equipo de seguridad al personal.
Modificación auditiva por generación de ruidos propios de las actividades.	Realización de trabajos en horas hábiles.
<i>Sistema lítico y edáfico</i>	
Movimiento de tierra, corte y relleno, sin extracción del área de manejo.	Manejo ordenado de volúmenes extraídos.
	Compactación adecuada en áreas de relleno.
<i>Sociedad y cultura</i>	
Inconvenientes en la circulación peatonal y vehicular	Correcta señalización del área de trabajo.
	Previsión de espacio libre para circulación.
<i>Paisaje</i>	
Modificación visual al área de los tanques enterrados.	Implementación de barrera visual con árboles y arbustos propios de la región, alrededor del área de tratamiento de aguas residuales.
<i>Disposición de deshechos</i>	
Disposición de excretas y aguas servidas.	Instalación de letrinas móviles, solicitando el servicio de limpieza correspondiente.

Fuente: elaboración propia.

3.13.6. Evaluación socioeconómica

Para poder determinar si un proyecto es sostenible, es necesario que se realice un estudio socio-económico en donde se comparan los gastos que se realizarán tanto para mantenimiento como para operación del proyecto y el ingreso que se tiene de las tarifas implementadas.

3.13.6.1. Valor Presente Neto (VPN)

La municipalidad realizará una inversión inicial de Q 2 169 114,99 para la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo del caserío Pojopom de este municipio. En el inicio del proyecto se contemplan

227 conexiones domiciliarias y se propone una tarifa de Q18,70 por vivienda lo cual ascendería a un ingreso anual de Q50 938,80. dichos ingresos serán destinados para el mantenimiento y operación del equipo de bombeo y la línea de conducción del sistema de abastecimiento de agua potable.

Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente, utilizando una tasa de interés del 6 por ciento. Debido a que el proyecto es de carácter social, la tasa debe ser lo más baja posible.

La figura 15 del problema es:

Figura 17. **Proyección de gastos de mantenimiento y de ingresos**

	AÑOS																			
Q. 50.938,80	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	Q.50,938.80 X 19 AÑOS = Q. 967,837.20																			
	Q.50,928.00 X 19 AÑOS = Q. 976,632.00																			
Q2.169.114,99																				

$$VPN = 50\,938,80 - 2\,169\,114,99 + \frac{967\,837,20 * 1}{(1 + 0,06)^{19}} - \frac{976\,632,0 * 1}{(1 + 0,06)^{19}} = -2\,121\,083,00$$

Fuente: elaboración propia.

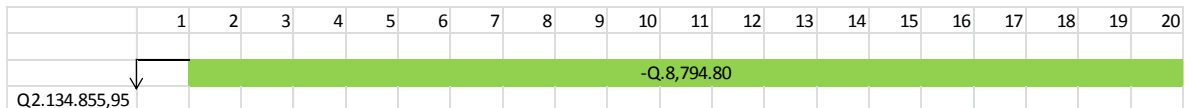
El valor del valor presente neto del proyecto resulta negativo, lo que indica que no produce algún tipo de utilidad, ya que el proyecto es de carácter social ,con el objetivo de mejorar las condiciones humanitarias de la población.

3.13.6.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

Con los datos que se tomaron para el valor presente neto, teniendo en cuenta que el proyecto tendrá un tiempo de vida útil de 20 años debido a que no se puede contemplar más porque se pretende de que mientras mejor sea la administración del proyecto será mejor el manejo de los fondos destinados al

proyecto de agua potable, pensando que realmente es necesario crear una oficina de servicios públicos que velen por este tipo de proyectos.

Figura 18. **Gráfica de Tasa Interna de Retorno**



Fuente: elaboración propia.

Se procede a proponer una tasa interna de retorno de 0,12 con los datos obtenidos en la gráfica anterior.

$$TIR = -2\,134\,855,95 + \frac{-8\,794,80 * 1}{(1 - 0,12)^{19}} = -2\,234\,638,64$$

Ahora se propone una tasa interna de retorno de 0.20 con los datos obtenidos de la grafica anterior.

$$TIR = -2\,134\,855,95 + \frac{-8\,794,80 * 1}{(1 - 0,20)^9} = -2\,745\,117,79$$

Luego se hace la interpolación para poder determinar el valor de la tasa interna de retorno cuando el VPN tiene un valor de 0:

$$\frac{-20 - i}{-20 - 12} = \frac{2\,745\,117,79}{2\,745\,117,79 + 2\,234\,638,64}$$

$$i = -2,36 \%$$

La Tasa Interna de Retorno resulta ser pequeña pero negativa lo que indica que como es un proyecto del sector público se tiene como objetivo principal resolver la problemática de las condiciones humanitarias de la población creando así una reducción de enfermedades.

3.14. Presupuesto

Los datos y cálculos efectuados con anterioridad, permitirán obtener y especificar mediante cotizaciones lo que conoceremos como el presupuesto integrado del proyecto.

Tabla XVI. **Presupuesto integrado del proyecto**

Presupuesto integrado del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Pojopom, del municipio de Esquipulas Palo Gordo					
No.	Descripción	Cantidad	Unidad	P/unitario	Total
1	Captacion típica	1,00	Global	Q52 162,89	Q 52 162,89
2	Cajas Reunidora de Caudales	1,00	Global	Q13 603,06	Q 13 603,06
3	Línea de conducción	1354,24	ml	Q 329,72	Q 446 523,83
4	Línea de distribución	6761,00	ml	Q 202,05	Q 1 366 069,40
5	Paso aereo DE 20 METROS	2,00	Unidad	Q14 252,44	Q 28504,88
6	Conexiones domiciliars	222,00	Unidad	Q 583,25	Q 129 482,26
7	Equipo y caseta de bombeo (bomba sumergible de 10 hp)	1,00	Global	Q43 942,20	Q 43 942,20
8	Tanque de distribución de 50 m3 de mampostería	1,00	Global	Q88 826,47	Q 88 826,47

RESUMEN

TOTAL COSTOS DIRECTOS	Q 1 366.542,44
TOTAL COSTOS INDIRECTOS 30%	Q 650.734,50
TOTAL UTILIDAD DEL 7%	Q 151.838,05
COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q 2169.114,99

Fuente: elaboración propia.

4. DISEÑO DEL RELLENO SANITARIO EN EL VERTEDERO MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE SAN MARCOS, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

4.1. Investigación preliminar

En San Marcos uno de los mayores problemas ambientales, que en la actualidad preocupa de forma generalizada; es la producción y acumulación de desechos sólidos; ya que éstos contaminan el agua, el suelo y el aire, causando un sin número de afectaciones a la salud humana y al medio ambiente, impactando negativamente en las fuentes de agua que son utilizadas para consumo humano, riego de cultivos y otros.

Se han visitado diferentes terrenos propuestos para la ubicación del relleno controlado, pero no han cumplido con los requerimientos en cuanto a fuentes hídricas que se encuentren a una distancia no menor de 1000 metros para garantizar que dichas fuentes no sean contaminadas, también se verifica que no sea un lugar establecido como área protegida forestal.

Por lo que un el relleno sanitario es una técnica de disposición final de los residuos sólidos en el suelo que no causa molestia ni peligro para la salud o la seguridad pública; tampoco perjudica el ambiente durante su operación ni después de su clausura. Esta técnica utiliza principios de ingeniería para confinar la basura en un área lo más estrecha posible, cubriéndola con capas de tierra diariamente y compactándola para reducir su volumen. Además, prevé los problemas que puedan causar los líquidos y gases producidos por efecto de la descomposición de la materia orgánica. Que en este caso no se pretende

depositar en dicho relleno sanitario materia orgánica sino que simplemente se depositarán residuos no aprovechables (inorgánicos).

4.1.1. Descripción del proyecto

Actualmente en el municipio de San Marcos ya existe una planta de tratamiento que se encarga de la clasificación de los residuos sólidos, ubicada a 2 kilómetros del casco urbano con población cercana, afectando a los mismos con el tipo de proceso incontrolado de la quema de basura, provocando así contaminación ambiental.

Es por eso que se pretende realizar un relleno sanitario controlado para la disposición final de los residuos sólidos que no tengan ningún tipo de recuperación, teniendo una finca propiedad de la municipalidad de San Marcos, ubicada a 48 kilómetros del casco urbano, sin poblaciones cercanas, para la construcción del relleno sanitario; donde se deberá realizar la limpieza del terreno, corte y nivelación; circulación con material liviano y camino de acceso al vertedero de una longitud aproximada de 120 metros, un vertedero de descargas de desechos sólidos con su respectiva área de maniobras de vehículos que descargarán los desechos sólidos no aprovechables.

4.1.2. Aspectos demográficos

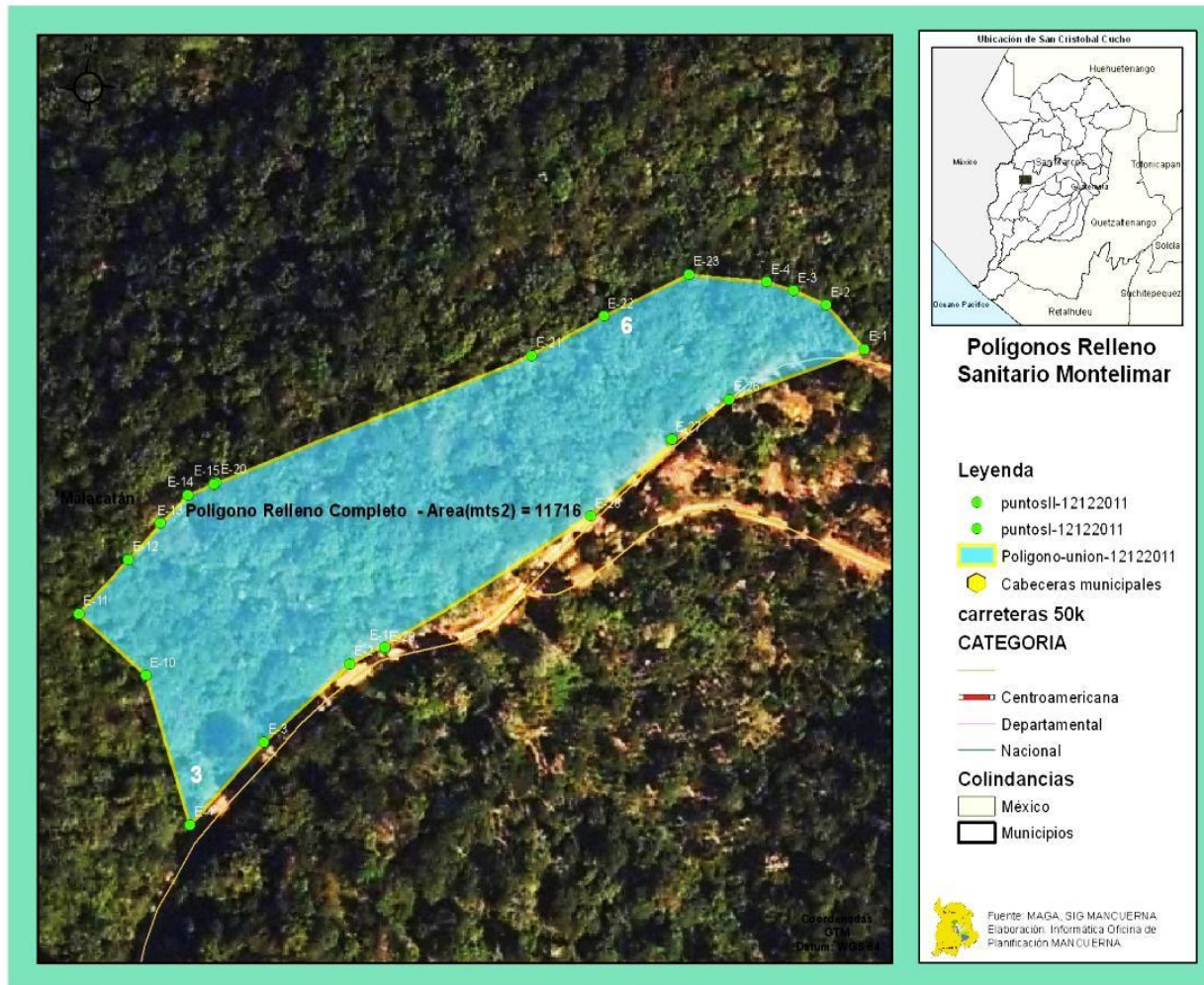
Es necesario conocer el número de habitantes meta para definir las cantidades de residuos sólidos que se han de disponer. Hay que anotar que en la producción de estos residuos se debe discriminar entre la producción rural y la urbana. La primera presentará menos exigencias por ser más bien reducida, si bien la recolección resulta más difícil. En cambio, la producción urbana es

más notoria por razones de concentración, aumento de población y desarrollo tecnológico y urbanístico, de ahí que merezca especial atención.

En este caso solamente se determinarán volúmenes del área urbana que por estudios realizados se establece que para el 2012 se iniciará con una población de 24417 habitantes y para el 2022 ya que el proyecto tendrá una duración de 10 años con una población final de 34 823 habitantes.

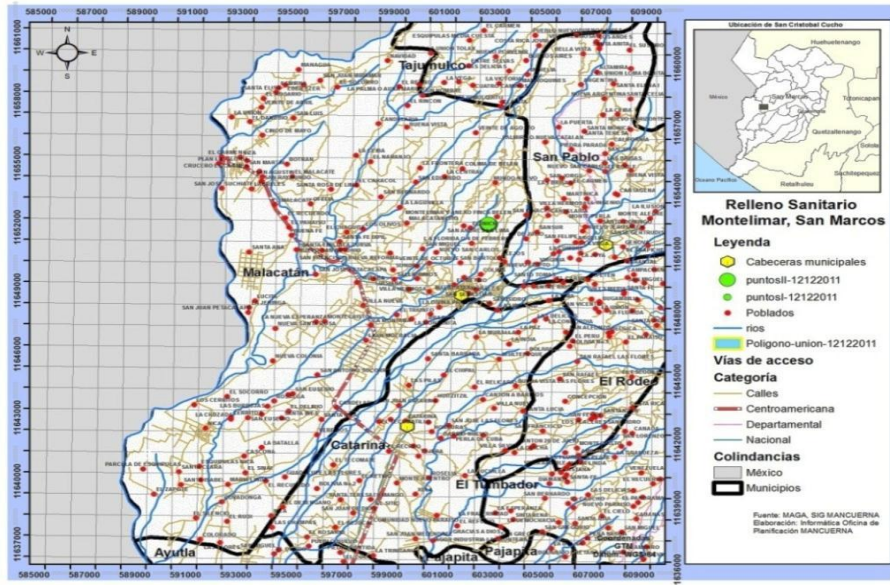
La distancia aproximada de la cabecera municipal de San Marcos hacia el terreno propuesto para la construcción del Relleno controlado es aproximadamente de 52,5 kilómetros por la ruta departamental CA2 que conduce hacia la zona costera del departamento de San Marcos hasta llegar al municipio de Malacatán, se dirige hacia el cantón Colima Belén por camino de pavimento, después de pasar el cantón Colima Belén se llega a la finca municipal Monte Limar, el terreno se encuentra ubicado dentro en la Finca Municipal Monte limar en el municipio de Malacatán.

Figura 19. **Ubicación del emplazamiento del proyecto relleno sanitario en la finca Montelimar**



Fuente: Estudio de Desechos sólidos Teodolito S. A. 2008. Capítulo 8.

Figura 20. Mapa de ubicación de la finca Montelimar



Fuente: Estudio de Desechos sólidos Teodolito S. A. 2008. Capítulo 8.

Figura 21. Curvas de nivel del predio para relleno sanitario



Fuente: Estudio de Desechos sólidos Teodolito S. A. 2008. Capítulo 8.

4.1.3. Vías de acceso

La carretera CA 2 desde la cabecera departamental de San Marcos hacia el municipio de Malacatán es pavimentada, desde el municipio de Malacatán hacia la finca Montelimar es carretera empedrada.

Figura 22. **Carretera empedrada del municipio de Malacatán hacia Finca Montelimar**



Fuente: estudio de prefactibilidad.

- Disponibilidad de área

Existe disponibilidad de área para la construcción del relleno controlado, dentro de la finca municipal Montelimar, en áreas donde no se tienen cultivos, el área requerida es de 11 716 metros cuadrados.

- Propiedad del terreno

El terreno donde es propiedad de la Municipalidad de San Marcos, San Marcos.

- Localización Geográfica

Coordenadas latitud 14°56'24,59" longitud 92°02'49,34"

4.1.4. Generación de residuos sólidos en la población

De acuerdo con los volúmenes generados por la población beneficiaria, se determina el tiempo en el cual puede ser útil el relleno sanitario, teniendo en cuenta de que dependen de varios factores, por lo que se hace un muestreo previo a poder iniciar el diseño.

Área urbana

En los cuadros y gráficos siguientes se presenta el resultado del pesado de la muestras de basura en viviendas, comercios y edificios de instituciones (oficinas), realizado en el mes de noviembre de 2008; las proyecciones de cantidades y volúmenes estimados de desechos y residuos sólidos para veinte años.

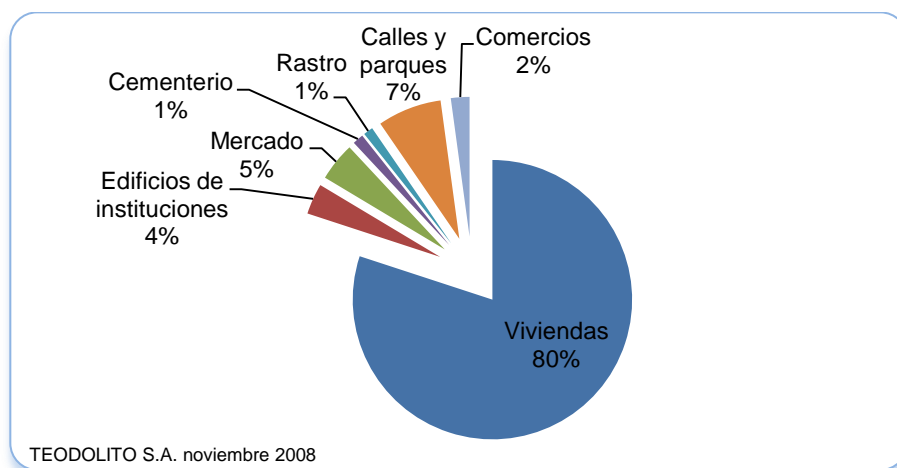
Tabla XVII. **Estimación de producción diaria de desechos sólidos por ente generador, área urbana del municipio de San Marcos**

No.	Entes generadores	No. De Entes Generadores	ton/día	% de generación
1	Viviendas	4983	10.78	80.03%
2	Edificios de instituciones	60	0.48	3.56%
3	Mercado	3	0.60	4.45%
4	Cementerio	1	0.17	1.26%
5	Rastro	1	0.15	1.11%
6	Barrido de calles y parques	6 (kms) 1	1	7.42%
7	Comercios	160	0.29	2.15%
	Total		13.47	100%

Fuente: estimación realizada por Teodolito S.A., en el 2008.

Una figura con los porcentajes en cifras aproximadas a la unidad más cercana, se muestra a continuación:

Figura 23. **Aporte de generadores a la producción diaria de desechos sólidos del área urbana municipio de San Marcos**



Fuente: estimación realizada por Teodolito S.A., en el 2008.

Tabla XVIII. **Proyección de la producción y composición de los desechos sólidos generados por los habitantes del área urbana del municipio de San Marcos**

No.	año	población	Número de viviendas	PPC total Kg/hab/día	Domiciliar [ton/día]	Domiciliar [ton/año]	Edificios de instituciones [ton/año]	Comercios [ton/año]	Comercios [ton/año]	Cementerio [ton/año]	Rastro [ton/año]	Mercado [ton/año]	Barrio de calles + parques [ton/año]	Producción [ton/día]	Producción [ton/mes]	Producción [Ton/año]
1	2008	24.916	4.983	0,433	10,78	3.934,70	175,20	107,00	105,85	62,05	54,75	219,00	365,00	13,47	404,10	4.916,55
2	2009	25.519	5.104	0,437	11,15	4.070,06	176,95	108,07	106,91	62,67	55,30	221,19	368,65	14,16	424,92	5.169,80
3	2010	26.137	5.227	0,441	11,53	4.210,24	178,72	109,15	107,98	63,30	55,85	223,40	372,34	14,58	437,34	5.320,98
4	2011	26.769	5.354	0,446	11,93	4.355,25	180,51	110,24	109,06	63,93	56,41	225,64	376,06	15,01	450,17	5.477,10
5	2012	27.417	5.483	0,450	12,34	4.505,26	182,31	111,34	110,15	64,57	56,97	227,89	379,82	15,45	463,42	5.638,32
6	2013	28.081	5.616	0,455	12,77	4.660,43	184,14	112,46	111,25	65,22	57,54	230,17	383,62	15,90	477,11	5.804,82
7	2014	28.760	5.752	0,459	13,21	4.820,94	185,98	113,58	112,36	65,87	58,12	232,47	387,45	16,37	491,24	5.976,78
8	2015	29.456	5.891	0,464	13,66	4.986,98	187,84	114,72	113,49	66,53	58,70	234,80	391,33	16,86	505,84	6.154,38
9	2016	30.169	6.034	0,468	14,13	5.158,75	189,72	115,87	114,62	67,19	59,29	237,15	395,24	17,36	520,92	6.337,81
10	2017	30.899	6.180	0,473	14,62	5.336,42	191,61	117,02	115,77	67,86	59,88	239,52	399,20	17,88	536,49	6.527,28
11	2018	31.647	6.329	0,478	15,12	5.520,22	193,53	118,19	116,92	68,54	60,48	241,91	403,19	18,42	552,57	6.722,99
12	2019	32.413	6.483	0,483	15,64	5.710,35	195,47	119,38	118,09	69,23	61,08	244,33	407,22	18,97	569,19	6.925,14
13	2020	33.197	6.639	0,487	16,18	5.907,02	197,42	120,57	119,27	69,92	61,69	246,77	411,29	19,55	586,35	7.133,97
14	2021	34.001	6.800	0,492	16,74	6.110,47	199,39	121,78	120,47	70,62	62,31	249,24	415,40	20,14	604,08	7.349,69
15	2022	34.823	6.965	0,497	17,32	6.320,93	201,39	122,99	121,67	71,32	62,93	251,73	419,56	20,75	622,40	7.572,53
16	2023	35.666	7.133	0,502	17,91	6.538,64	203,40	124,22	122,89	72,04	63,56	254,25	423,75	21,38	641,32	7.802,76
17	2024	36.529	7.306	0,507	18,53	6.763,84	205,44	125,47	124,12	72,76	64,20	256,79	427,99	22,03	660,87	8.040,60
18	2025	37.413	7.483	0,512	19,17	6.996,80	207,49	126,72	125,36	73,49	64,84	259,36	432,27	22,70	681,07	8.286,33
19	2026	38.319	7.664	0,517	19,83	7.237,78	209,57	127,99	126,61	74,22	65,49	261,96	436,59	23,40	701,93	8.540,21
20	2027	39.246	7.849	0,523	20,51	7.487,07	211,66	129,27	127,88	74,96	66,14	264,58	440,96	24,12	723,49	8.802,52

Fuente: Estimación realizada por Teodolito S.A, tomando como base las Proyecciones de población INE 2008; tasa inter censal anual 2,42%, generación de noviembre, 2008.Crecimiento del PPC, considerado 1% anual⁵.

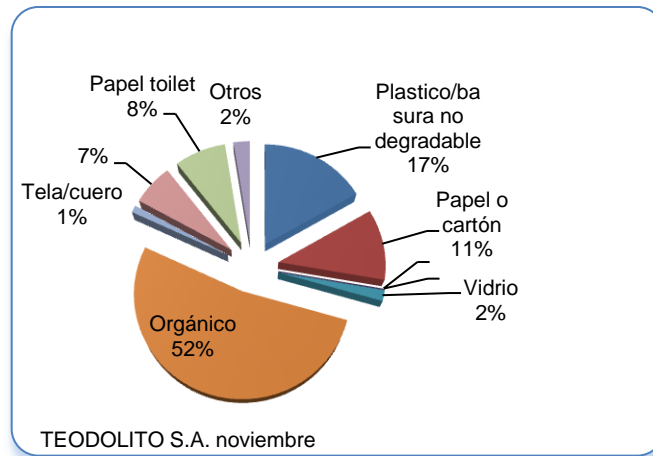
⁵ Índice de crecimiento de PPC aumenta 1% anual; véase, Residuos Sólidos Municipales, Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos sanitarios manuales. Programa de Salud Ambiental, Serie técnica No. 28; OPS/OMS (Washington, 1991). Autor. Ing. Jorge Jaramillo.

Tabla XIX. Proyección del volumen de los desechos sólidos generados por los habitantes del área urbana del municipio de San Marcos

No.	año	población	Basura generada ton/día	Basura generada ton/mes	Volumen de basura generada [m3/día]	Volumen de basura generada [m3/semana]	Volumen de basura generada [m3/año]
1	2008	24916	13,47	404,10	67,35	471,45	4916,55
2	2009	25519	14,16	424,92	70,82	495,73	5169,80
3	2010	26137	14,58	437,34	72,89	510,23	5320,98
4	2011	26769	15,01	450,17	75,03	525,20	5477,10
5	2012	27417	15,45	463,42	77,24	540,66	5638,32
6	2013	28081	15,90	477,11	79,52	556,63	5804,82
7	2014	28760	16,37	491,24	81,87	573,12	5976,78
8	2015	29456	16,86	505,84	84,31	590,15	6154,38
9	2016	30169	17,36	520,92	86,82	607,74	6337,81
10	2017	30899	17,88	536,49	89,41	625,90	6527,28
11	2018	31647	18,42	552,57	92,10	644,67	6722,99
12	2019	32413	18,97	569,19	94,86	664,05	6925,14
13	2020	33197	19,55	586,35	97,73	684,08	7133,97
14	2021	34001	20,14	604,08	100,68	704,76	7349,69
15	2022	34823	20,75	622,40	103,73	726,13	7572,53
16	2023	35666	21,38	641,32	106,89	748,21	7802,76
17	2024	36529	22,03	660,87	110,15	771,02	8040,60
18	2025	37.413	22,70	681,07	113,51	794,58	8.286,33
19	2026	38.319	23,40	701,93	116,99	818,92	8.540,21
20	2027	39.246	24,12	723,49	120,58	844,08	8.802,52

Fuente: Estimación realizada por Teodolito S.A; Densidad de basura suelta 200kg/ m³.

Figura 24. Composición de los desechos sólidos de las viviendas del área urbana del municipio de San Marcos



Fuente: Estimación realizada por Teodolito S.A; Densidad de basura suelta 200kg/ m³.

Ahora bien, en el reporte del Instituto Nacional de Estadística para el Censo que se efectuó en el 2002 que se muestra en el cuadro siguiente, expone la situación sobre las prácticas más usuales de disposición de los desechos sólidos por los habitantes del municipio de San Marcos. Es:

Tabla XX. Formas de eliminación de basura por vivienda en el municipio de San Marcos

Servicio municipal	35,76%
Servicio privado	1,89%
La queman	23,98%
Tiran en cualquier lugar	13,09%
Entierran	22,46%
Otra forma	0,48%

Censo INE, 2002

Fuente: Estimación realizada por Teodolito S.A; Densidad de basura suelta 200 kg/ m³.

Se considera que con el transcurrir de los años el problema ha continuado desarrollándose de la misma forma, lo único que se ha incrementado es la cantidad de residuos porque la población ha aumentado, y el consumo de productos empacados con material de plástico o no degradable también.

En cuanto a San Marcos se cuenta con tren de aseo, contratado por medio de una empresa privada pero no se tienen coberturas del 100 por ciento.

4.1.5. Características de los residuos sólidos en la población

De la caracterización de los residuos sólidos, dependen las medidas que se tomaran para el manejo y construcción del relleno sanitario. Se debe determinar la producción per cápita y con éste factor se estima el tiempo de vida útil del proyecto.

Metodología de muestreo.

- Identificación de los entes generadores: viviendas, comercios, edificios públicos y otros que se puedan distinguir de las viviendas; quedan fuera del estudio los hospitales y clínicas.
- Determinación del número de muestras por ente generador.
- Diseño de encuesta y su realización posterior, por medio de entrevistas directas; para luego entrar al procesamiento de información recabada.

- Cálculo de la producción per-cápita.
- Análisis de la composición física de los residuos.

Determinación de muestras por entes generadores.

$$n = \frac{Z^2 * N * \sigma^2}{(N - 1)E + Z * \sigma^2}$$

σ^2 = desviación estándar de la generación de basura per cápita de la población.

E = Error permisible.

N = Total de viviendas o total de entes generadores de la misma clase.

Z = 1,96 Coeficiente de Confianza al 95 %.

σ = 0,2 Desviación estándar

E = 0,056 Error permisible

N = No. Viviendas del municipio

Obtención de la Varianza Poblacional (σ^2). Se utilizó estimaciones de estudios previos realizados en ciudades latinoamericanas, para las que se ha determinado el valor de $\sigma^2 = 0,04$ para la varianza, por lo tanto su desviación será $\sigma = 0,2$.

- Obtención de error muestral: el porcentaje utilizado es 5 por ciento, ya que representa mayor confiabilidad en los datos.
- Obtención del nivel de confianza: el intervalo de confianza del estudio es del 95 por ciento. Este valor es el más utilizado lo cual permite usar como coeficiente de confianza **Z = 1,96**, que corresponde a la abscisa

de la distribución normal estándar asociada a la probabilidad centrada igual a 0,95.

Al número de entes generadores se les incrementó un 0,05 por ciento a cada tamaño de muestra, para cubrir los casos de los entes generadores que no colaboran en la entrega de bolsas de residuos y/o porque se tiene que eliminar observaciones sospechosas.

Cálculo de la densidad

Volumen del cilindro: $(\pi \times d^2 \times h)/4$

Densidad = Peso de la basura / Volumen del recipiente

Análisis de la composición física

Pi : Peso de cada Componente en los residuos.

Wt :Peso total de los residuos recolectados en el día de recolección por sector.

Figura 25. **Realización de encuesta**



Fuente: muestreo realizado en noviembre de 2008.

Figura 26. **Pesado de basura**



Fuente: muestreo realizado en noviembre de 2008.

- Se entregó una bolsa de color blanco para la basura común de la casa y una bolsa color negro para la basura del baño.
- Cuando las personas no asistieron a la reunión inicial, entonces se procedió a visitar cada unidad de muestreo para informar a las personas sobre el estudio, pedir su colaboración y se procedió a dejar las bolsas respectivas, donde hubo anuencia a colaborar.
- Cuando se recogió la bolsa en cada unidad de estudio, ésta se identificó con el número de casa o unidad de estudio, con un rotulo donde indicaba el número respectivo.
- Se efectuó dos recolecciones de bolsas en cada lugar de muestreo, la primera para recolectar la basura acumulada de 2 a 3 días; y la segunda para recolectar la basura de 4 o más días dependiendo el lugar de muestreo.

- Todos los días de recolección de muestras se procedió al pesado.

Tabla XXI. **Tamaño de muestras para diferentes fuentes generadoras de desechos sólidos en San Marcos**

Tamaño de la muestra en el casco urbano de San Marcos				
No.	Localidad	No de habitantes	No. de viviendas	No de viviendas a muestrear
1	Ciudad de San Marcos	12816	2800	51

Fuente: estudio realizado por Teodolito S.A. en el 2008.

- Producción per cápita

La Producción Per Cápita (PPC) de desechos sólidos, puede apreciarse en el cuadro siguiente. Estos datos son producto del pesado de basura de acuerdo a muestra diseñada y calculada para esta investigación. La actividad de pesado en viviendas, comercios y edificios de instituciones (oficinas), se realizó entre los meses de noviembre y parte de diciembre de 2008.

Tabla XXII. **Producción per cápita en los municipios de la Mancuerna**

Producción Percápita PPP [Kg/hab /día] municipio de San Marcos, San Marcos	
Area urbana	
Viviendas	0,43
Edificios de instituciones	0,19

Fuente: estudio realizado por Teodolito S.A. en el 2008.

4.1.6. Características del terreno

Un relleno sanitario debe estar localizado de preferencia sobre un terreno cuya base sean suelos areno-limo-arcillosos (arena gruesa gredosa, greda franco-arcillosa); también son adecuados los limo-arcillosos (franco-limoso pesado, franco-limo-arcilloso, arcillo-limoso liviano) y los arcillo-limosos (arcillo-limoso pesado y arcilloso). Es mejor evitar los terrenos areno-limosos (francoarenosos) porque son muy permeables.

Permeabilidad del suelo: es la mayor o menor facilidad con que la percolación del agua ocurre a través de un suelo. El coeficiente de permeabilidad (k) es un indicador de la mayor o menor dificultad con que un suelo resiste a la percolación del agua a través de sus poros. En otras palabras, es la velocidad con la que el agua atraviesa los diferentes tipos de suelo.

Para ilustrar mejor lo anterior, presentamos la figura, donde se aprecia el tipo de suelo y su relación con el coeficiente de permeabilidad.

Tabla XXIII. **Coefficientes de permeabilidad**

Coefficiente de permeabilidad k (cm/s)
(Escala logarítmica)

k (cm/s)	10 ²	10 ¹	10	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno						Malo		Prácticamente impermeable			
Relleno sanitario	Pésimo									Bueno		
Tipo de suelo	Grava gruesa (cascajo)	Arena limpia, arena mezclada con grava			Arena muy fina, suelos orgánicos e inorgánicos, mezcla de limo-arenoso y arcilla				Suelo impermeable modificado por efecto de la vegetación y la intemperización			
					Suelo impermeable; por ejemplo: arcilla homogénea debajo de la zona de intemperización							

Fuente: JARAMILLO, Jorge. Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos manuales. p. 90

Profundidad del nivel freático: tiene que ver con la altura dominante del nivel freático. Se deberán preferir los terrenos bien drenados y con la tabla de aguas a más de un metro de profundidad durante todo el año. Los terrenos pobremente drenados o sea, aquellos que en la tabla de aguas se mantienen la mayor parte del año por debajo de un metro— se deben drenar de manera artificial. En estos casos es mejor descartarlos, sobre todo los que permanecen inundados durante largos períodos.

Disponibilidad del material de cobertura: los terrenos planos, que cuentan con un suelo limo-arcilloso y el nivel freático a una profundidad tal que no haya posibilidad de contaminar las aguas subterráneas por la disposición de residuos, pueden ofrecer una buena cantidad de material de cobertura, en especial si se decide usar el relleno en zanjas. Por el contrario, si el terreno

tiene un suelo arenoso o si el nivel freático está a poca profundidad (a menos de un metro), primero se tendrá que impermeabilizar el terreno y, luego, acarrear el material de cobertura desde otro sitio, lo que elevará enormemente los costos, de ahí que sería preferible descartarlo.

Las hondonadas o los terrenos ondulados pueden brindar buenas posibilidades de material de cobertura, al nivelar el terreno y hacer los cortes en las laderas de las depresiones.

Figura 27. **Fotografía tomada en el predio destinado para el relleno sanitario**

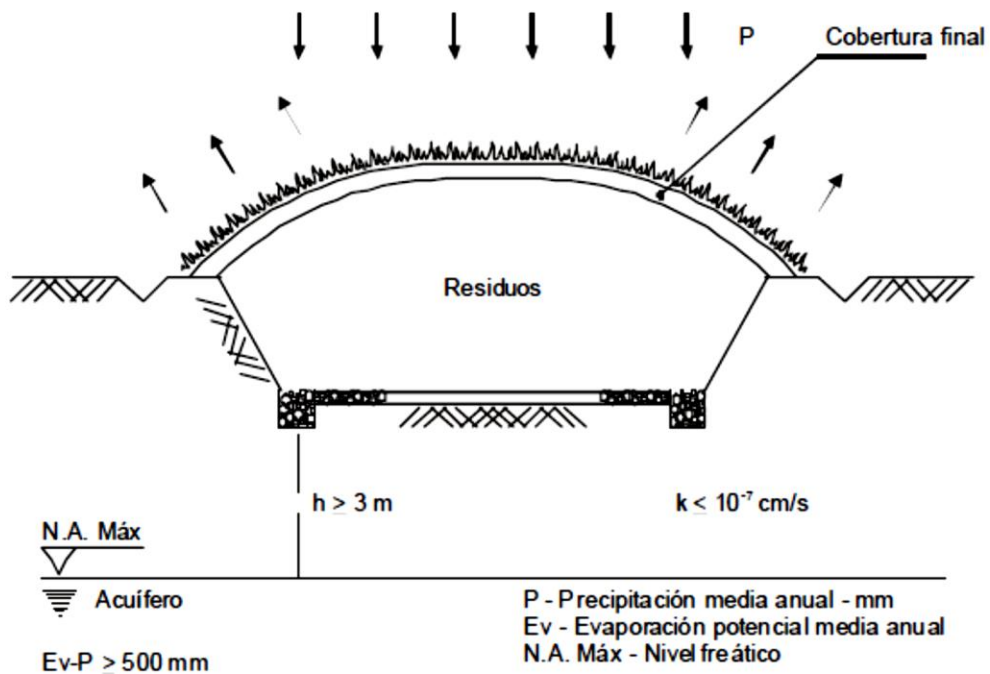


Fuente: Estudio de prefactibilidad de enero 2012.

4.1.7. Condiciones climatológicas

La precipitación pluvial, la evaporación, la temperatura y la dirección del viento son los principales datos climatológicos que se deben recopilar para establecer las especificaciones de diseño de la infraestructura del relleno sanitario y tener un mejor conocimiento de las condiciones a las que estará sometida la obra en general.

Figura 28. **Sección transversal de un relleno sanitario**



Fuente: JARAMILLO, Jorge. Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos manuales. p. 91

- Condiciones climatológicas e hidrológicas favorables

La precipitación pluvial es otro factor de vital importancia, por lo que se recomienda contar con registros de lluvias y períodos secos, a fin de estimar la cantidad de agua que cae en la zona de estudio. Estos datos pueden ser proporcionados por las instituciones nacionales de meteorología o las empresas de servicios de agua y drenaje. Aun cuando la precipitación pluvial se expresa en milímetros por año, conviene tener los registros mensuales de varios años para el dimensionamiento de las obras de drenaje perimetral y de lixiviado.

4.1.8. Identificación de normas vigentes

Otro aspecto que quien va a diseñar un relleno sanitario no debe pasar por alto la consulta de las normas vigentes, tanto para el diseño y la construcción del relleno y de las obras de infraestructura como para tener en cuenta las obligaciones con la autoridad ambiental que en este caso es el Ministerio de Ambiente y recursos naturales, en relación con las condiciones y restricciones que debe tener el proyecto a fin de evitar o mitigar posibles efectos negativos debidos a la construcción y operación de la obra. Hay que advertir, no obstante, que en estos casos las autoridades locales, ambientales y de salud deben tener presente que se trata de un pequeño proyecto de saneamiento y no de una obra de gran envergadura destinada a una ciudad.

En el 2005 en Guatemala se aprueba la Política Nacional para el Manejo Integral de Desechos Sólidos. Según Acuerdo Gubernativo No. 111-2005.

4.2. Cálculo de volúmenes

Es importante que se determine el área útil para un relleno sanitario controlado, es por eso que en base a las características y los muestreos de los residuos sólidos obtenidos dentro de la población beneficiaria se procede a calcular los volúmenes que serán operados.

4.2.1. Cálculo del volumen necesario para el relleno controlado

Los requerimientos de espacio del relleno sanitario están en función de:

- La producción total de RSM.
- La cobertura de recolección (la condición crítica de diseño es recibir el 100 por ciento de los residuos generados).
- La densidad de los RSM estabilizados en el relleno sanitario manual.
- La cantidad del material de cobertura (20-25%) del volumen compactado de residuos sólidos.

4.2.2. Cálculo de la capacidad volumétrica del sitio

Con los dos primeros parámetros se tiene el volumen diario y anual de residuos sólidos compactados y estabilizados que se requiere disponer (cuadro 5,1 columnas 15 16 17 respectivamente), es decir:

$$\text{Vol. diario} = \frac{DCp}{Drsm}$$

$$\text{Vol. anual} = \text{Vdiario} * 365\text{días/año}$$

Donde:

Vol. diario = Volumen de residuos sólidos por disponer en un día (metros /día)

Vol. anual = Volumen de residuos sólidos en un año (Metros /año)

D_{Sp}= Cantidad de residuos sólidos producidos (kilogramos/día)

365 = Equivalente a un año (días)

D_{rsm} = Densidad de los residuos sólidos recién compactados (400-500 kilogramos/metros) y del relleno estabilizado (500-600 kilogramos/metros)

4.2.3. Volúmenes de gran longitud (alrededor de un eje)

Este tipo de volúmenes son relacionados a una población con bastante presencia de industrias, que en San Marcos no se toman en cuenta debido a que es una población bastante conservadora y con poca presencia de industrias.

4.2.4. Volúmenes de gran extensión

Para volúmenes de gran extensión son calculados en poblaciones de países que quieren unificar todo el proceso de residuos sólidos pero en este caso solamente se está analizando la población del área urbana del municipio de San Marcos.

4.2.5. Volumen del relleno sanitario

Con los resultados obtenidos de las fórmulas anteriores se puede calcular el volumen del relleno sanitario para el primer año, así:

$$\text{VRS} = \text{Vol. anual estabilizado} + \text{m. c.}$$

Donde :

VRS = Volumen del relleno sanitario ($\text{m}^3/\text{año}$).

m. c. = Material de cobertura (20 a 25% del volumen recién compactado de residuos sólidos).

Los datos obtenidos se vacían en el cuadro 9, columna 8. Para conocer el volumen total ocupado durante la vida útil, se tiene la siguiente fórmula:

$$V_{RSvu} = \sum_{i=10}^n V_{RS}$$

Donde:

V_{RSvu} = Volumen relleno sanitario durante la vida útil (m^3)

n = Número de años

Que serían los datos que aparecen en la tabla 18.

4.2.6. Cálculo de área requerida

Con el volumen se puede estimar el área requerida para la construcción del relleno sanitario, con la profundidad o altura que tendría el relleno. Esta solo se conocerá si se tiene una idea general de la topografía.

El relleno sanitario manual debe proyectarse para un mínimo de cinco años y un máximo de diez. Sin embargo, algunas veces es necesario diseñarlo

para menos de cinco años si se considera la dificultad de encontrar terrenos disponibles. Este tiempo se llama vida útil o período de diseño. El área requerida para la construcción de un relleno sanitario manual depende principalmente de factores como:

- Cantidad de RSM que se deberá disponer;
- Cantidad de material de cobertura;
- Densidad de compactación de los RSM;
- Profundidad o altura del relleno sanitario;
- Áreas adicionales para obras complementarias

$$A_{RS} = \frac{V_{RS}}{h_{RS}}$$

Donde:

A_{RS} = Área por rellenar sucesivamente (m^2)

V_{RS} = Volumen del relleno sanitario ($m^3/año$)

h_{RS} = Altura o profundidad media del relleno sanitario (m)

$$A_T = A_{RS} * F$$

A_T = Área tota requerida (m^2)

F = Factor de aumento del área adicional requerida para las vías de penetración, áreas de retiro a linderos, caseta para portería e instalaciones sanitarias, patio de maniobras, etc.

Este es entre 20-40 por ciento del área que se deberá rellenar.

4.3. Diseño de taludes

Para el diseño de taludes es indispensable conocer los factores que en ellos intervienen, que estos corresponden a las características del suelo que se pretende estabilizar de alguna manera y darle la inclinación que se requiere.

4.3.1. Definición de taludes

Se denomina talud a la superficie que delimita la explanación lateralmente. En cortes, el talud está comprendido entre el punto de chaflán y el fondo del canal. En terraplenes, el talud está comprendido entre el chaflán (pata del terraplén) y el borde de la berma.

La convención usada para definir el talud es en la forma de "S" unidades en sentido horizontal por una unidad en sentido vertical.

Teniendo en cuenta que para la construcción de un relleno sanitario manual se recomienda que el terreno sea de un material relativamente impermeable (arena fina mezclada con limo, arcilla) y que las alturas del corte (H) sean menores de 5 metros se puede establecer como norma que no se requieran estudios de estabilidad para definir el talud más apropiado. Así como sucede en este proyecto.

Para un corte de baja altura se puede recomendar un talud único; para alturas mayores podrán requerirse dos taludes diversos; en algunos casos, se sugerirá la construcción de bermas o banquetas intermedias.

Tabla XXIV. Taludes recomendados en corte para rellenos

Tipo de material	Talud recomendable S altura del corte H (m) hasta 5 m	Observaciones
1. Arenas limosas y limos compactos	$\frac{1}{2}$	k = 10-7 cm/s. Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada. Si son materiales fácilmente erosionables, deberá proyectarse talud 1:1
2. Arenas limosas, limo poco compacto	$\frac{1}{4}$	k = 10-7 cm/s contracuneta impermeable. Descopetar 1,5:1 la parte más intemperizada
3. Arenas limosas y limos muy compactos	$\frac{1}{4}$	k = 10-7 cm/s. Descopetar la parte superior suelta
4. Arcillas poco arenosas, firmes y homogéneas	$\frac{1}{2}$	k = 10-8 cm/s. Descopetar 1:1 la parte intemperizada. Si existe flujo de agua, construir subdrenaje
5. Arcillas blandas expansivas	1	k = 10-8 cm/s

Fuente: JARAMILLO, Jorge. Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos manuales. p. 97

Para este proyecto se implementara el caso No. 4 del cuadro anterior debido a que según análisis de permeabilidad que se encuentra en los anexos.

4.4. Selección del método de relleno

Para poder operar adecuadamente un relleno sanitario, es necesario conocer el terreno disponible, recurso humano y maquinaria para la operación del mismo. Dependiendo de los recursos disponibles, se determina el método por el cual será construido y manejado.

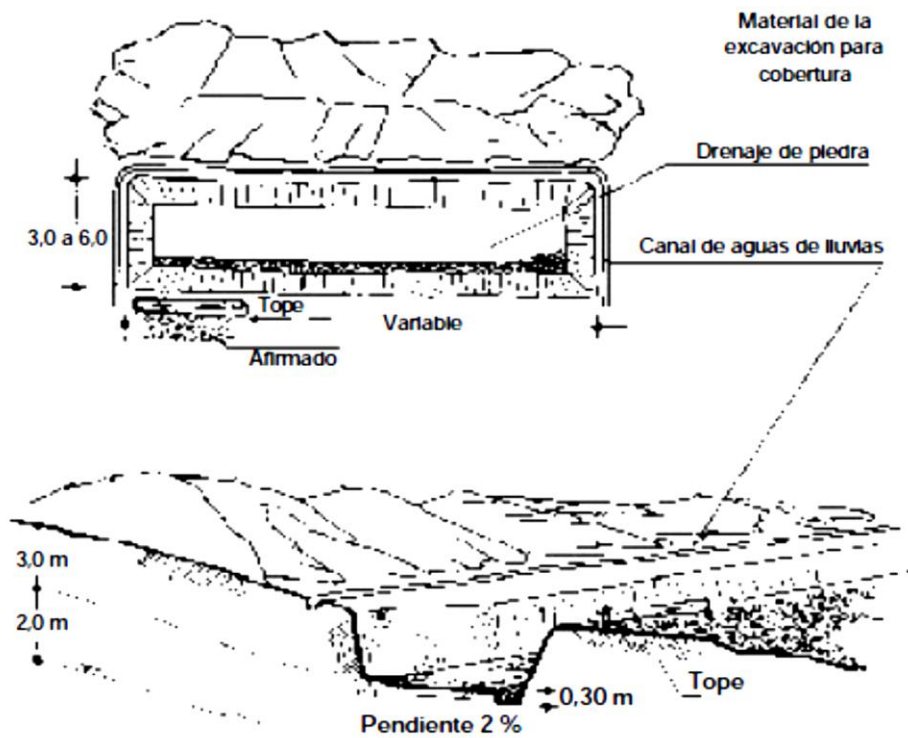
4.4.1. Método de zanja o trinchera

Este método se utiliza en regiones con algunas áreas planas y consiste en excavar periódicamente zanjas de dos o tres metros de profundidad con una retroexcavadora o un tractor de orugas. Hay experiencias de excavación de trincheras de hasta de 7 metros de profundidad. Los residuos sólidos se depositan y acomodan dentro de la trinchera para luego compactarlos y cubrirlos con la tierra excavada.

Se debe tener especial cuidado en períodos de lluvias dado que las aguas pueden inundar las zanjas. De ahí que se deba construir canales perimétricos para captarlas y desviarlas e incluso proveer a las zanjas de drenajes internos. En casos extremos, se puede construir un techo sobre ellas o bien bombear el agua acumulada. Sus taludes o paredes deben estar cortados de acuerdo con el ángulo de reposo del suelo excavado.

La excavación de zanjas exige condiciones favorables tanto en lo que respecta a la profundidad del nivel freático como al tipo de suelo. Los terrenos con nivel freático alto y muy próximo a la superficie no son apropiados por el riesgo de contaminar el acuífero. Los terrenos rocosos tampoco lo son debido a las dificultades de excavación.

Figura 29. **Imagen del método de trinchera para construir un relleno sanitario**



Fuente: JARAMILLO, Jorge. Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos manuales. p. 90

Importancia de la cobertura

El cubrimiento diario de los residuos y la cobertura final del relleno sanitario con tierra es de vital importancia para el éxito de esta obra. Ello debe cumplir las siguientes funciones:

- Minimizar la presencia y proliferación de moscas y aves.
- Impedir la entrada y proliferación de roedores.
- Evitar incendios y presencia de humos.
- Reducir los malos olores.
- Disminuir la entrada de agua de lluvia a la basura.
- Orientar los gases hacia los drenajes para evacuarlos del relleno sanitario.
- Darle al relleno sanitario una apariencia estética aceptable.
- Servir como base para las vías de acceso internas.
- Permitir el crecimiento de vegetación.

Debido a la topografía del terreno y por la cantidad de residuos sólidos recolectados en el área urbana el municipio de San Marcos. Se decidió optar por el método de Trincheras para la construcción del Relleno Sanitario Controlado teniendo en cuenta que se ubicará en la Finca municipal Montelimar, Malacatan, San Marcos.

En base a los estudios realizados anteriormente sobre los volúmenes de desechos sólidos producidos por el área urbana del municipio de San Marcos se diseñaron las trincheras de descargas destinadas para 2 meses cada una:

Bases de diseño	
Población	= 27 417 habitantes
m.c.	= 20 %
t	= 60 días
Drsm	= 200 km/m ³
ppc.	= 0,45 kg/hab-día
Dsr.	= Pobl. xppc.
Drs	= 12 337,65 kg/hab-día

$$V_z = \frac{t \times Dsr \times m. c.}{Drsm}$$

$$l = \frac{V_z}{a \times h_z}$$

Tabla XXV. **Bases de diseño del relleno sanitario**

h(m)	b(m)	a(m)	Vz (m³)	long. (m)
2	3	4	740,259	106
2,5	3,5	4,5	740,259	74
3	4	5	740,259	55
3,5	4,5	5,5	740,259	42
4	5	6	740,259	34
2,5	5	6	740,259	54
2,5	4	6	740,259	59

V_z = Volumen de la zanja (m³)

t = Tiempo de vida útil (días)

DSr = Cantidad de RSM recolectados (kg/día)

m. c. = Material de cobertura (20-25% del volumen compactado)

D_{rsm} = Densidad de los RSM en el relleno (kg/m³)

Fuente: elaboración propia.

4.4.2. Método de área

Este método se utiliza en regiones con áreas planas o para llenar depresiones. Se procede de manera similar a las trincheras solamente que por plataformas llegando al nivel deseado de forma escalonada. Dicho método no es aplicable al proyecto debido a que el comportamiento del terreno no es plano sino con algunos cambios de niveles donde nos permite acomodar de una mejor manera las zanjas.

4.5. Diseño de lixiviados

Para la construcción de rellenos sanitarios manuales, dada la poca cantidad y tipo de residuos sólidos que se dispondrán, se pueden admitir excepciones en cuanto a la exigencia de impermeabilizar el sitio. En otras palabras, se considera que no es necesario impermeabilizar el terreno en los siguientes casos: en zonas donde prácticamente no llueve (p. ej.: Jalapa, Jutiapa, Peten. etc) o donde las lluvias rara vez superan los 300 metros al año; en lugares cuyo clima es muy seco o la radiación solar es alta y donde la poca humedad que contiene la basura se pierde fácilmente por evaporación; en sitios con rellenos ya construidos donde no se aprecia producción de líquidos lixiviados o biogás, o donde la profundidad del nivel freático es mayor de 30 metros.

4.5.1. Diseño del canal interceptor de aguas deescorrentía

Es importante estudiar la precipitación pluvial del lugar, con el fin de establecer las características de los drenajes perimetrales y las obras necesarias. Así se minimizará la producción del líquido lixiviado o percolado y se evitará la contaminación de las aguas.

Las aguas de lluvia que caen sobre las áreas vecinas al relleno sanitario suelen escurrirse hasta él, lo que dificulta la operación del relleno. Interceptar y desviar el escurrimiento de aguas de lluvia por medio de un canal perimetral fuera del relleno sanitario es, pues, un elemento fundamental de su infraestructura, que contribuirá a reducir el volumen del líquido percolado y mejorar las condiciones de operación. Es necesario construir un canal en tierra o suelo-cemento de forma trapezoidal y dimensionarlo teniendo en cuenta las

condiciones de precipitación local, el área tributaria, las características del suelo, la vegetación y la pendiente del terreno.

Si por las características del lugar se requiere mayor precisión, se puede calcular el caudal que aporta la cuenca mediante el método racional y las dimensiones del canal según la siguiente fórmula.

$$Q_p = \frac{K * i * A_d}{3,6 * 10^6}$$

Donde:

Q_p = Caudal que ingresa o máximo escurrimiento (m^3/seg)

K = Coeficiente de escurrimiento que en este caso para tierra agrícola es 0,7

i = Intensidad de la lluvia para la duración igual ($mm/hora$)

A_d = Área de la cuenca (m^2)

4.5.2. Generación de lixiviado

Dentro de las características de los residuos está la generación de líquidos lixiviados, debido a la descomposición de material orgánico, sumado a esto se toma también en cuenta el volumen de esorrentía que se puede acumular dentro del relleno, el adecuado manejo de los líquidos lixiviados van a depender de las propiedades del suelo en el que se pretende construir el relleno sanitario.

4.5.3. Cálculo de la generación de lixiviado

El volumen de lixiviado o líquido percolado en un relleno sanitario depende de los siguientes factores:

- Precipitación pluvial en el área del relleno.

- Escorrentía superficial y/o infiltración subterránea.
- Evapotranspiración.
- Humedad natural de los residuos sólidos.
- Grado de compactación.
- Capacidad de campo (capacidad del suelo y de los residuos sólidos para retener humedad).

El volumen de lixiviado está fundamentalmente en función de la precipitación pluvial. No solo la escorrentía puede generarlo, también las lluvias que caen en el área del relleno hacen que su cantidad aumente, ya sea por la precipitación directa sobre los residuos depositados o por el aumento de infiltración a través de las grietas en el terreno.

$$Q_{lm} = P_m * A * K$$

Donde:

Q_{lm} = Caudal medio de lixiviado generado (m^3/mes)

P_m = Precipitación máxima mensual (mm/mes)

A = Área superficial del relleno (m^2)

K = Coeficiente que depende del grado de compactación de la basura

- Para rellenos débilmente compactados con peso específico de 0,4 a 0,7 t/m^3 , se estima una producción de lixiviado entre 25 y 50% ($k = 0,25$ a $0,50$) de precipitación media anual correspondiente al área del relleno.
- Para rellenos fuertemente compactados con peso específico $> 0,7 t/m^3$, se estima una generación de lixiviado entre 15 y 25% ($k = 0,15$ a $0,25$) de la precipitación media anual correspondiente al área del relleno.

4.5.4. Diseño del sistema de drenaje de lixiviado

Debido a que los residuos sólidos que se descargaran en las trincheras es netamente material inorgánico totalmente no aprovechable ya que ha pasado por procesos de clasificación, este tipo de residuos no generan líquidos lixiviados y el suelo es arcilloso lo cual garantiza que no habrá infiltración de líquidos lixiviados.

4.5.5. Monitoreo de la calidad del agua

No se puede olvidar que gran parte de los residuos sólidos de las poblaciones son de origen doméstico, de ahí que las exigencias y controles ambientales también deben estar acordes con la magnitud del problema y los recursos disponibles. Además, para el diseño, construcción y operación de rellenos sanitarios manuales si se cuenta con un suelo limo-arcilloso, con un coeficiente de permeabilidad, $k < 10^{-7}$ centímetros por segundo, y si el espesor del suelo por encima del nivel freático es mayor de un metro las probabilidades de contaminación de las aguas subterráneas disminuyen considerablemente.

4.5.6. Localización de los pozos de monitoreo

Los pozos de monitoreo deberán estar situados como mínimo a unos 10, 20 y 50 metros del área del relleno y del drenaje exterior del líquido percolado; con unos 3 ó 4 pozos será suficiente. Para la toma de muestras del agua subterránea, si los mantos freáticos son superficiales (a unos 4 metros), pero en este caso el nivel freático es mas profundo y las fuentes hídricas están a mas de 1 000 metros de distancia del terreno propuesto para el relleno sanitario controlado.

4.5.7. Parámetros más representativos para el análisis de aguas y lixiviado

Los análisis de laboratorio de las muestras de aguas subterráneas y superficiales cercanas se pueden hacer intensivos durante los primeros meses y menos frecuentes una vez que se registren valores constantes en los resultados.

Tabla XXVI. Parámetros para medir la calidad del agua y lixiviado

Parámetro	Agua superficial	Agua subterránea	Lixiviado
pH	x	x	x
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO) (mg/L)	x	x	x
Demanda química de oxígeno (DQO) (mg/L)	x	x	x
Temperatura (°C)	x	x	x
Hierro total (mg/L)	x	x	
Carbono orgánico total (COT) (mg/L)			
Nitratos (mg/L)	x		x
Cloruros (mg/L)	x	x	x
Sulfatos (mg/L)		x	x
Recuento total de colonias (colonias/mL)	x	x	x
Conductividad (umhos/cm)			x
Sólidos suspendidos totales	x		x
Metales pesados (Hg, Cd, Pb, Cr, Fe, Zn, Cu, Ni)			x

Fuente: JARAMILLO, Jorge. Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos manuales. p. 119

4.5.8. Cálculo de la celda diaria

Como se sabe, la celda diaria está conformada básicamente por los residuos sólidos y el material de cobertura y será dimensionada con el objeto de economizar tierra, sin perjuicio del recubrimiento y con el fin de que proporcione un frente de trabajo suficiente para la descarga y maniobra de los vehículos recolectores.

Las dimensiones y el volumen de la celda diaria dependen de factores tales como los siguientes:

- La cantidad diaria de residuos sólidos que se debe disponer.
- El grado de compactación.
- La altura de la celda más cómoda para el trabajo manual.
- El frente de trabajo necesario que permita la descarga de los vehículos de recolección.

4.5.9. Cantidad de RSM que se debe disponer

La cantidad de residuos sólidos que llegan a la disposición final son los que realmente ya no tienen ningún tipo de aprovechamiento por lo que también van limpios de material orgánico, quedando así descartada la posibilidad de producción de gas metano.

A partir de la cantidad de basura producida diariamente, es decir:

$$DS_{RS} = \text{Población} * \text{p.p.c.}$$

Donde:

DS_{RS} = Cantidad media diaria de residuos sólidos en el relleno sanitario (kg/día)

p. p. c. = Producto per cápita obtenido de la tabla XVIII, dicho dato se obtiene en base a muestreos de residuos, en este caso será de 0.45

$$DS_{rs} = 27\,417 * 0,45 = 12337,65 \text{ kg/día}$$

4.5.10. Volumen de la celda diaria

Debido a que el relleno tiene un tiempo de vida útil, se deben controlar la cantidad de descargas de residuos sólidos a diario para determinar también cuánto personal se implementará en el manejo del relleno sanitario

$$V_c = \frac{DS_{rs}}{D_{srm}} * m.c. = \frac{12\,337,65}{400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} * 20\% = 6,17 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Donde:

$V_c =$ Volumen de Celda diaria (m^3)

$D_{srm} =$ Densidad de residuos sólidos recién compactados en el relleno sanitario manual 400-500 kg/m^3

$m.c. =$ Material de cobertura (20-25%)

Debe notarse que la densidad usada para la basura recién compactada es menor que la de la basura estabilizada que se emplea para el cálculo del volumen.

4.5.11. Dimensiones de la celda diaria

Las dimensiones que se calculan para una celda diaria deben cumplir con las descargas que a diario se dejarán dentro del relleno teniendo personal capacitado para manejar esos volúmenes.

Área de la celda:

$$Ac = \frac{Vc}{hc} = \frac{6,17}{1,00\text{mts}} = 6,17 \text{ m}^2$$

Ac = Área de la celda (m²/día)

hc= Altura de la celda (metros) - límite 1,0 a 1,5 metros. Flintoff reporta alturas entre 1,5 y 2,0 metros para rellenos sanitarios con operación manual, con lo que disminuye el material de cobertura.

Largo o avance de la celda:

$$lc = \frac{Ac}{a} = \frac{6,17}{4,5} = 1,37 \text{ m}$$

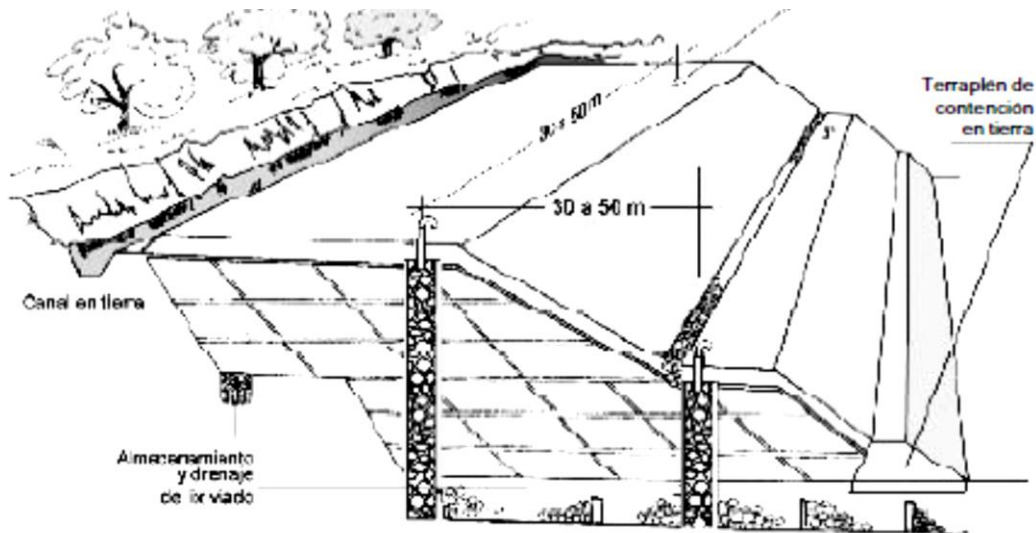
Donde;

a = es el ancho promedio ya que las trincheras transversalmente tienen una forma de trapecio inverso.

4.6. Diseño del drenaje de gases o chimeneas

Estas chimeneas se construyen verticalmente a medida que avanza el relleno, procurando que su entorno esté bien compactado. Se recomienda que cada una tenga un diámetro de 0,30 a 0,50 metros y que sean instaladas cada 20 ó 50 metros, según el criterio del técnico. En este caso debido a que el suelo es arcilloso y por lo tanto impermeable.

Figura 30. **Distribución de chimeneas dentro del relleno sanitario**



Fuente: JARAMILLO, Jorge. Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos manuales. p. 118

4.6.1. Propuestas para la estructura de salida final del drenaje de gases del relleno

Cuando se utiliza tubería, se debe revestir con piedra o cascajo, a manera de camisa, a fin de que los residuos sólidos o la tierra de cobertura no obstruyan los orificios de los tubos. En este caso no es necesaria la implementación del drenaje de gases debido a que la materia orgánica es la que genera gas metano, pero como en la Planta de Residuos sólidos se lleva a cabo un proceso de reclasificación previo a enviarlo al relleno, se considera que solamente se van a descargar residuos sólidos no aprovechables tales como: duroport, plásticos no aprovechables, vidrio no aprovechable, bolsas de golosinas, etc. Entonces esto garantiza que no se generarán ni gases ni líquidos lixiviados.

4.7. Programa de operación

Para la operación se utilizara el método de trinchera. Este método consiste en excavar periódicamente zanjas de dos o tres metros de profundidad.

Los residuos sólidos se depositan y acomodan dentro de la trinchera para luego compactarlos y cubrirlos con la tierra excavada.

El material extraído de cada trinchera se utilizara como material de cubierta después de acomodar los residuos.

El proceso de colocación y cubierta de tierra se realizara por medio de personal de campo, con herramientas adecuadas.

Tabla XXVII. Información general de la etapa de operación

Actividad	MATERIA PRIMA	Maquinaria	Horario de trabajo	Otros
Acomodo de residuos		Palas y azadones	7:00 a 16:00	
Compactación de residuos		Apisonadores	7:00 a 16:00	
Colocación de material de cubierta	Tierra extraída	Palas y azadones	7:00 a 16:00	
Compactación de material de cubierta		Apisonadores	7:00 a 16:00	
Chequeo diario de celda trabajada			16:00 hrs.	

Fuente: elaboración propia.

El abandono del proyecto consistirá en el sellado de una capa impermeabilizante de arcilla compactada y la siembra de material vegetativo del lugar de raíz poco profunda para no embotar el relleno.

Tabla XXVIII. **Información general de la etapa de abandono**

Actividad	MATERIA PRIMA	Maquinaria
Colocación de material de cubierta final con arcilla compactada	Tierra extraída	Palas y azadones
Siembra de semilla de material vegetativo de raíz no profunda	Semillas	

Fuente: elaboración propia.

4.8. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

El tratamiento de los residuos sólidos por el método del relleno sanitario es considerado como una técnica de disposición final de los mismos minimizando los perjuicios al medio ambiente y los peligros para la salud y seguridad pública.

La construcción y operación del Relleno Sanitario es un proyecto poco rentable y de poco conocimiento para la sociedad, debido a que a muchos no les interesa saber a donde llegarán los desechos sólidos. Pero es un problema cuando no se contempla la disposición de los mismos.

Limitaciones

- La adquisición del terreno es difícil debido a la oposición de los vecinos al sitio seleccionado, por diversas razones:
 - la falta de conocimiento sobre la técnica del relleno sanitario.
 - se asocia el término relleno sanitario al de botadero a cielo abierto.
 - la evidente desconfianza mostrada hacia las administraciones locales que no garantizan la calidad ni sostenibilidad de la obra.
 - la falta de saneamiento legal del lugar.
- El rápido proceso de urbanización, que limita y encarece el costo de los pocos terrenos disponibles, lo que obliga a ubicar el relleno sanitario en sitios alejados de la población.
- La vulnerabilidad de la calidad de las operaciones del relleno y el alto riesgo de transformarlo en un botadero a cielo abierto, principalmente por la falta de voluntad política de las administraciones municipales para invertir los fondos necesarios a fin de asegurar su correcta operación y mantenimiento.
- No se recomienda el uso del relleno clausurado para construir viviendas, escuelas, etc.
- La limitación para construir infraestructura pesada por los asentamientos y hundimientos después de clausurado el relleno.

- Se requiere un monitoreo luego de la clausura del relleno sanitario, no solo para controlar los impactos ambientales negativos, sino también para evitar que la población use el sitio indebidamente.
- Puede ocasionar impacto ambiental de largo plazo sino se toman las provisiones necesarias en la selección del sitio y no se ejercen los controles para mitigarlos. En rellenos sanitarios de gran tamaño conviene analizarlos efectos del tráfico vehicular, sobre todo de los camiones que transportan los residuos por las vías que confluyen al sitio y que producen polvo, ruido y material volante
- Los predios o terrenos situados alrededor del relleno sanitario pueden devaluarse.
- En general, no puede recibir residuos peligrosos.

Ventajas

- La inversión inicial de capital es inferior a la que se necesita para instaurar el tratamiento de residuos mediante plantas de incineración o de compost.
- Tiene menores costos de operación y mantenimiento que los métodos de tratamiento.
- Un relleno sanitario es un método completo y definitivo, dada su capacidad para recibir todo tipo de los residuos sólidos.

- Genera empleo de mano de obra poco calificada, disponible en abundancia en los países en desarrollo.
- Su lugar de emplazamiento puede estar tan cerca del área urbana como lo permita la existencia de lugares disponibles, lo que reduce los costos de transporte y facilita la supervisión por parte de la comunidad.
- Permite recuperar terrenos que se consideraban improductivos o marginales, tornándolos útiles para la construcción de parques, áreas recreativas y verdes, etc.
- Un relleno sanitario puede comenzar a funcionar en corto tiempo como método de eliminación de residuos.
- Se considera flexible porque puede recibir mayores cantidades adicionales de residuos con poco incremento de personal.

4.9. Evaluación socio económica

Para poder determinar si un proyecto es sostenible, es necesario que se realice un estudio socioeconómico en donde se comparan los gastos que se realizarán tanto para mantenimiento como para operación del proyecto, y el ingreso que se tiene de las tarifas implementadas.

4.9.1. Valor Presente Neto (VPN)

La municipalidad realizará una inversión inicial de Q487 180,48 para la construcción de el relleno, incluyendo la excavación de las trincheras estimadas para la operación de un año del relleno, bodega de guardianía, muro perimetral,

etc. Siendo éste el costo del primer año, y en los siguientes años se quedará un aporte de Q108 320,00 para la excavación de las trincheras de cada año, también se toman en cuenta los gastos de salarios de los operadores encargados de darle el manejo adecuado al relleno tanto de compactación de los residuos como del material de cubierta a colocar diariamente.

Teniendo un valor de salarios al año para 3 operarios de Q75 600,00. Actualmente hay 3412 usuarios inscritos en el tren de aseo del casco urbano del municipio de San Marcos, pagando mensualmente Q11,00 cada uno ascendiendo a un total de Q450 384,00 al año. De estos ingresos la municipalidad contempla que el 40 por ciento será destinado para el mantenimiento y operación del relleno y el resto para la Planta de tratamiento de residuos sólidos y traslado de los mismos hacia el relleno y sistema de recolección.

Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente, utilizando una tasa de interés del 6 por ciento. Debido a que el proyecto es de carácter social, la tasa debe ser lo más baja posible.

La grafica del problema es:

Figura 31. **Proyección de gastos de mantenimiento y de ingresos**

	AÑOS									
	1	2	3	4	5	6	7	9	10	
Q 450,384.00										
		Q.180153.6 X 9 AÑOS = Q. 1,621,382.00								
		Q.183,920.00 X 9 AÑOS = Q. 1,655,280.00								
Q 487,180.48										

Fuente: elaboración propia.

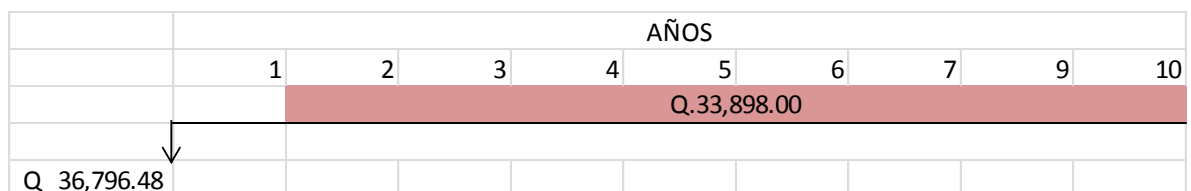
$$VPN = 450,384 - 487,180.48 + \frac{180153.6 * 1}{(1 + 0.06)^9} - \frac{183920 * 1}{(1 + 0.06)^9} = -39,025.81$$

El valor del valor presente neto del proyecto resulta negativo, lo que indica que no produce algún tipo de utilidad, hay que el proyecto es de carácter social, con el objetivo del promover el desarrollo del municipio y de evitar la contaminación y botaderos clandestinos que están afectando las fuentes hídricas del territorio.

4.9.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

Con los datos que se tomaron para el valor presente neto, teniendo en cuenta que el proyecto tendrá un tiempo de vida útil de 10 años debido a que no se puede contemplar más porque se pretende de que mientras mejor sea la clasificación en viviendas de la población acerca de los residuos sólidos será reducido el volumen de residuos que se descargarán en el relleno controlado. Se simplifica la gráfica de la siguiente manera:

Figura 32. Gráfica de Tasa Interna de Retorno



Fuente: elaboración propia.

Se procede a proponer una Tasa Interna de Retorno de 12 por ciento con los datos obtenidos en la gráfica anterior.

$$VPN = -36796,48 + \frac{33\,898 * 1}{(1 - 0,12)^9} = 70313,52$$

Ahora se propone una Tasa Interna de Retorno de 10 por ciento con los datos obtenidos de la gráfica anterior.

$$VPN = -36\,796,48 + \frac{33\,898 * 1}{(1 - 0,10)^9} = 50\,700,18$$

Luego se hace la interpolación para poder determinar el valor de la tasa interna de retorno cuando el VPN tiene un valor de 0:

$$\frac{-12 - i}{-12 - 10} = \frac{70\,313,52}{70\,313,52 + 50\,700,18}$$

$$i = -0,8 \%$$

La Tasa Interna de Retorno resulta ser pequeña pero negativa lo que indica que como es un proyecto del sector público se tiene como objetivo principal resolver problemática del manejo integral de residuos sólidos del municipio de san marcos, buscando el bienestar del medio ambiente y de la salud de los habitantes del municipio, por lo tanto las ganancias no son la prioridad en este tipo de proyectos.

4.10. Presupuesto

El presupuesto es una parte fundamental del proyecto debido a que sino se tienen el costo total del proyecto es difícil analizar su sostenibilidad para luego gestionar los recursos financieros necesarios.

Tabla XXIX. Presupuesto integrado

No.	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
				UNITARIO (Q)	(Q)
1	TRABAJOS PRELIMINARES (limpieza del terreno, trazo + estaqueado y excavacion de trincheras	Global	1,00	108320,00	108320,00
2	MUROS PREFABRICADO TIPO BARDAS DE MONOLIT	m2	1204,85	117,86	142000,00
3	PORTONES DE INGRESO	UNIDAD	2,00	3055,00	6110,00
4	CAMINO DE ACCESO A LAS TRINCHERAS				
4,1	Trabajos preliminares	m5	950,00	74,63	70900,00
4,2	Carrileras de concreto de 0.20 x 0.80 mts	ml	200,00	358,42	71684,00
5	BODEGA Y GUARDIANIA				
5,1	Columna tipo A con ref. No. 4	UNIDAD	4,00	357,70	1430,80
5,2	Columna tipo B de concreto	UNIDAD	12,00	293,20	3518,40
5,3	Columna tipo C-1 de 0.15 x 0.15 mts.	ml	10,00	282,00	2820,00
5,4	Muro prefabricado tipo barda de Monolit de altura 3 mts, con bloques de 0.65 x 2.65 mts.	m2	36,00	170,00	6120,00
5,5	Cubierta Liviana c/costaneras tipo C de 3" x 4" + lámina troquelada de 9'	m2	29,00	227,31	6592,00
5,6	Puertas y ventanas	global	1,00	4140,00	4140,00
	RESUMEN				
	TOTAL DIRECTOS				423635,20
	FACTOR DE INDIRECTOS 35%				42363,52
	UTILIDAD 5%				21181,76
	PRECIO TOTAL DEL PROYECTO ANUAL				465998,72

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El sistema de abastecimiento de agua potable se establece que funcionará por medio de bombeo debido a el comportamiento de la topografía, ya que las fuentes de abastecimiento se encuentran 109,241 metros mas abajo que la comunidad a abastecer donde se colocará el tanque de distribución. La longitud total de la línea de conducción es de 1 354,24 metros y la línea de distribución de 13 000 metros aproximadamente incluyendo ramales y sub ramales. Para impulsar el agua desde el tanque de almacenamiento hasta una parte alta donde se colocará el tanque de distribución y luego el agua se transportará por gravedad por la red de distribución, se requiere una bomba de 10 y se estima un consumo por 8 horas de 7,46, y una potencia de arranque de 14,91.
2. El total de beneficiarios actuales es de 666 habitantes censados durante el proceso del levantamiento topográfico, con una proyección de vida útil del proyecto de 20 años, la población futura será de 1103 habitantes con un total de costos directos de Q.1 366 542,44 y un costo unitario por metro lineal de Q.95,20 para construcción del proyecto.
3. El relleno sanitario es diseñado para ser operado manualmente, construido por el método de trincheras con un tiempo estimado de 2 meses por trinchera de una longitud de 55 metros lineales y un ancho superior de 5 metros y un ancho en la parte baja de 4 metros. En la primera fase se contempla utilizar un área de 11,716 metros

cuadrados, abarcando solamente el 1,5 por ciento del área total de la finca municipal Montelimar.

4. La implementación del relleno sanitario beneficiará a un total de 26,769 habitantes actuales con una proyección de 20 años para una población futura de 39 246 del casco urbano del municipio de San Marcos. La construcción del relleno sanitario asciende a un total de directos de Q.423 635,20, con un precio unitario por metro cuadrado de Q.36,16.
5. El impacto ambiental que puede causar la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable puede ser mínima si se logra mantener reforestada el área donde se encuentran las fuentes de abastecimiento, teniendo control del uso del recurso hídrico debido a que es natural. En cuanto al relleno el impacto depende de la buena operación que se le de al mismo debido a que si solamente se depositan residuos no aprovechables, no acumulará gases ni líquidos lixiviados en el suelo, logrando así en su etapa de abandono dejar el área con vegetación.

RECOMENDACIONES

1. Es necesario darle seguimiento a este tipo de proyectos de abastecimiento de agua potable, debido a que no llegan muchas veces a su tiempo de vida útil, porque no se controla de manera frecuente el servicio.
2. Para el sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario seguir el proceso de desinfección de acuerdo como se indica en este informe para que se pueda garantizar la calidad del agua que consumirá la población.
3. El diseño del relleno sanitario se llevará a cabo de acuerdo a lo establecido en el formato de operación propuesto para que cumpla con el tiempo estimado de vida útil del proyecto.
4. Para el proyecto del relleno sanitario es importante completar el expediente para presentar en el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. Con el fin de obtener una licencia ambiental y con esta tener un respaldo para que políticamente no existan inconvenientes en cuanto a su construcción y operación.

BIBLIOGRAFÍA

1. Instituto de Fomento Municipal. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales*. 2da. ed. Guatemala: INFOM UNEPAR,1997. 66 p.
2. JARAMILLO, Jorge. *Guía para el diseño, construcción y operación de rellenos sanitarios manuales*. Colombia: Universidad de Antioquia, 2002. 287 p.
3. CAMEROS MARROQUÍN, Leonel Orlando. *Estudio para introducción de agua potable a las aldeas el chile, La Laguna y Guaranda, Gualán, Zacapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 88 p.

