



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**

Felipe Antonio Poz Arroyo

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, junio de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRIGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2012

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	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García de Sierra
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 DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 11 de abril de 2011.


Felipe Antonio Poz Arroyo



Guatemala, 14 de octubre de 2011
REF.EPS.DOC.1361.10.11

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.), del estudiante universitario **Felipe Antonio Poz Arroyo** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200213135**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ”**.

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 Jose 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,
27 de octubre de 2011

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 DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Felipe Antonio Poz Arroyo, 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.



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



Guatemala,
29 de febrero 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 DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Felipe Antonio Poz Arroyo, 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,

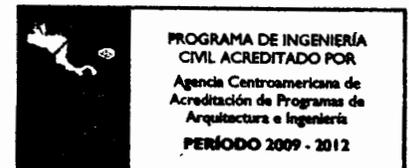
ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.





Guatemala, 08 de marzo de 2012

Ref.EPS.D.283.03.12

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 DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Felipe Antonio Poz Arroyo**, quien fue debidamente asesorado y supervisado 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 como Asesor - Supervisor de EPS y Director a.i. apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director de la Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería

SJRS/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. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Felipe Antonio Poz Arroyo, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2012

/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 DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN LORENCITO Y SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA CHITÁ, MUNICIPIO DE ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario **Felipe Antonio Poz Arroyo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Campo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, junio de 2012



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por las bendiciones y sabiduría recibidas en el transcurso de mi vida y permitirme alcanzareste triunfo.
Mis padres	Rigoberto Poz Menchú y Candida Arroyo Gudiel, con mucho amor y admiración por el esfuerzo, además del apoyo incondicional que siempre me brindaron para la obtención de este triunfo.
Mi esposa	Juana Cecilia Hernández, por todo el amor y el apoyo que me ha brindado; le agradezco su tolerancia que siempre me ha otorgado.
Mis hijos	Emely y Josep, que son parte muy importante de mi vida; los amo y los quiero.
Mis hermanas	Para que logren alcanzar todas sus metas.
A mi familia	Con todo mi respeto.
Amigos	Agradecimiento especial a cada uno de ustedes por compartir buenos momentos.

AGRADECIMIENTOS A:

**Ing. Silvio José
Rodríguez**

Por brindarme su valiosa asesoría y apoyo incondicional.

Toda mi familia

Por su aprecio y por el apoyo que siempre me han manifestado.

**Mis compañeros y
amigos**

Por el apoyo brindado.

**La Facultad de
Ingeniería**

Por haber permitido mi formación académica.

**Municipalidad de
Zunilito,
Suchitepéquez**

Por la colaboración en la realización del Ejercicio Profesional Supervisado de Ingeniería.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Zunilito, departamento de Suchitepéquez.....	1
1.1.1. Antecedente histórico	1
1.1.2. Localización	2
1.1.3. Ubicación	3
1.1.4. Distancia de la cabecera departamental.....	4
1.1.5. Geografía.....	4
1.1.6. Clima	4
1.1.7. Costumbres y tradiciones del municipio	4
1.1.7.1. Matrimonio.....	5
1.1.7.2. Embarazo	5
1.1.7.3. Nacimientos.....	6
1.1.7.4. Crianza de hijos.....	6
1.1.7.5. Celebraciones familiares	6
1.1.7.6. Muertos.....	6
1.1.8. Vías de acceso	7
1.1.9. Educación	7

1.1.10.	Salud	8
1.1.11.	Servicios básicos con que cuenta	8
1.1.11.1.	Energía eléctrica	8
1.1.11.2.	Agua potable	8
1.1.11.3.	Control de la basura	9
1.1.11.4.	Control de insectos.....	9
1.1.11.5.	Drenajes	9
1.1.11.6.	Higiene del agua	9
1.1.11.7.	Agua de pozo	10
1.1.11.8.	Sanitarios	10
1.1.11.9.	Letrina	10
1.1.11.10.	Puentes peatonales y vehiculares	10
1.1.11.11.	Salón municipal	11
1.1.11.12.	Policía Nacional Civil.....	11
1.1.11.13.	Juzgado de Paz.....	11
1.1.12.	Organización administrativa	12
1.1.13.	Organizaciones civiles apolíticas.....	12
1.1.14.	Organización social	13
1.1.14.1.	Económicos sociales	13
1.1.14.2.	Comités	13
1.1.14.3.	Grupos religiosos	13
1.2.	Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Zunilito, Suchitépéquez.....	14
1.2.1.	Descripción de las necesidades	14
1.2.2.	Priorización de las necesidades	15

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	17
2.1.	Diseño del sistema de drenaje sanitario para la aldea San Lorencito.....	17
2.1.1.	Estudio de la población a servir	17
2.1.2.	Levantamiento topográfico	17
2.1.3.	Planimetría.....	18
2.1.4.	Altimetría.....	18
2.1.4.1.	Trazo de la red	18
2.1.4.2.	Localización de la descarga	19
2.1.5.	Período de diseño.....	19
2.1.6.	Diseño de la red.....	20
2.1.6.1.	Población de diseño.....	20
2.1.6.2.	Dotación	21
2.1.6.3.	Factor de retorno al sistema.....	22
2.1.6.4.	Factor de Flujo Instantáneo (FH)	22
2.1.6.5.	Relación de diámetro y caudales	22
2.1.6.6.	Caudal sanitario	22
2.1.6.7.	Caudal domiciliar.....	23
2.1.6.8.	Caudal de infiltración.....	24
2.1.6.9.	Caudal de conexiones ilícitas.....	24
2.1.6.10.	Coeficiente de escorrentía	25
2.1.6.11.	Intensidad de lluvia	25
2.1.6.12.	Caudal de diseño	26
2.1.6.13.	Factor de medio	27
2.1.6.14.	Velocidades máximas y mínimas de diseño.....	27
2.1.6.15.	Pendientes máximas y mínimas de diseño.....	28
2.1.6.16.	Cotas Invert.....	28

2.1.6.17.	Pozos de visita	29
2.1.6.18.	Conexiones domiciliarias.....	30
2.1.6.19.	Profundidades mínimas de tubería	31
2.1.7.	Diseño de la red de alcantarillado	32
2.1.7.1.	Datos generales	32
2.1.7.2.	Datos poblacionales.....	32
2.1.7.3.	Datos específicos para el tramo PV-0 a PV-0,1	32
2.1.7.4.	Diseño hidráulico.....	33
2.1.7.5.	Relaciones hidráulicas	35
2.1.7.6.	Parámetros de diseño	35
2.1.8.	Diseño de fosa séptica	36
2.1.8.1.	Fosa séptica con pozos de absorción	37
2.1.8.2.	Descarga del efluente de la fosa séptica a zanjas de absorción.....	38
2.1.8.3.	Cálculo y diseño de la fosa séptica ...	39
2.1.9.	Planos.....	57
2.1.10.	Presupuesto y cronograma físico financiero de ejecución	58
2.1.11.	Evaluación socioeconómica	58
2.1.11.1.	Valor Presente Neto (VPN)	60
2.1.11.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	61
2.1.11.3.	Variación de VPN debido a la TIR	61
2.1.12.	Impacto ambiental	62
2.1.12.1.	Marco legal	63
2.1.12.2.	Importancia de una evaluación de impacto ambiental.....	63

	2.1.12.3.	Definición de estudio de impacto ambiental.....	64
	2.1.12.4.	Plan de seguridad para la salud humana	68
2.2.		Diseño salón comunal, aldea Chitá	69
	2.2.1.	Diseño arquitectónico	69
	2.2.1.1.	Ubicación del edificio	70
	2.2.1.2.	Dimensionamiento	70
	2.2.1.3.	Altura del edificio	71
	2.2.1.4.	Sistema estructural a utilizar	72
	2.2.2.	Criterio de diseño.....	73
	2.2.3.	Diseño de la estructura de techo	73
	2.2.3.1.	Diseño de las costaneras	74
	2.2.3.2.	Análisis estructural de costanera	78
	2.2.3.3.	Análisis estructural de tendales	83
	2.2.4.	Análisis estructural de la mampostería	91
	2.2.5.	Diseño de cimentación	105
	2.2.5.1.	Análisis del suelo	105
	2.2.5.2.	Diseño de cimiento	108
	2.2.6.	Instalaciones.....	113
	2.2.6.1.	Electricidad	113
	2.2.6.2.	Agua potable.....	115
	2.2.6.3.	Drenajes	119
	2.2.7.	Evaluación de impacto ambiental	126
	2.2.8.	Planos.....	128
	2.2.9.	Presupuesto y cronograma de ejecución.....	128

CONCLUSIONES.....	131
RECOMENDACIONES.....	133
BIBLIOGRAFÍA.....	135
APÉNDICE	137

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Zunilito, Suchitepéquez.....	2
2.	Localización de los proyectos	3
3.	Sección de conexión domiciliar	31
4.	Fosa séptica de un compartimiento.....	40
5.	Fosa séptica de dos compartimientos	41
6.	Distribución de áreas tributarias para viga	44
7.	Distribución de momentos.....	47
8.	Diagrama de momentos	50
9.	Diagrama de corte.....	52
10.	Sección de viga.....	54
11.	Dimensiones de los muros del tanque	55
12.	Esquema de ingresos y egresos económicos para el proyecto	60
13.	Gráfico de la variación de VPN	61
14.	Área tributaria de costaneras	75
15.	Carga uniformemente distribuida sobre costanera.....	78
16.	Deflexión en costanera.....	82
17.	Área tributaria que actúa sobre cada nudo de un tendal.....	84
18.	Perfil de armadura de techo	84
19.	Diagrama de cuerpo libre, corte y momento del tendal.....	86
20.	Sección cerrada del tendal	88
21.	Elevación típica del muro de mampostería	93
22.	Ubicación de los muros de mampostería	94
23.	Dimensión de cimiento	109

24.	Corte simple del cimiento.....	110
25.	Sección crítica por flexión	111
26.	Armado de cimiento	113

TABLAS

I.	Intensidad de lluvia	26
II.	Valores de rugosidad	34
III.	Cálculo del momento que se produce en el punto 0	56
IV.	Matriz modificada de Leopold para el proyecto de drenaje.....	65
V.	Alturas recomendadas de techos o entrepisos	72
VI.	Valores para Guatemala de registros de vientos	77
VII.	Datos de costaneras comerciales	80
VIII.	Cálculo de momento de inercia de tendal.....	89
IX.	Rigidez en muros	94
X.	Centro de corte de muros, sentido Y.....	95
XI.	Centro de corte de muros, sentido X.....	95
XII.	Centro de masa en muros.....	96
XIII.	Peso de muros.....	97
XIV.	Distribución de carga, sentido X	101
XV.	Distribución de carga, sentido Y	101
XVI.	Distribución del momento de volteo, sentido X	102
XVII.	Distribución del momento de volteo, sentido Y	102
XVIII.	Resultados del diseño a flexión de los muros	103
XIX.	Resultados del diseño a corte de los muros en ambos sentidos	104
XX.	Resultados de refuerzo horizontal y vertical de los muros	105
XXI.	Diseño de instalación eléctrica.....	114
XXII.	Diámetro de los subramales	116
XXIII.	Equivalencias de gastos en tubería de agua	117

XXIV.	Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios (aparatos de uso público)	117
XXV.	Gastos probables para la aplicación del método de Hunter (l/s)	118
XXVI.	Cálculo de unidades de gasto en tubería principal	118
XXVII.	Algunas unidades de descargas y diámetro mínimos en derivaciones simples y sifones de descarga.....	121
XXVIII.	Diámetro de las derivaciones en colector	122
XXIX.	Diámetro de las derivaciones en colector del proyecto.....	123
XXX.	Cálculo de diámetro de las derivaciones simples	123

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
b	Ancho del elemento en sección
A	Área
As	Área de acero de refuerzo
As_{máx}	Área de acero máximo permitido
As_{mín}	Área de acero mínimo permitido
At	Área tributaria
P	Carga aplicada
CM	Carga muerta
CMu	Carga muerta última
Pu	Carga última
CV	Carga viva
CVu	Carga viva última

Q	Caudal
Qcom	Caudal comercial
Qci	Caudal de conexiones ilícitas
Qdis	Caudal de diseño
Qinf	Caudal de infiltración
Cm	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
φ	Coefficiente de reducción de resistencia
C	Coefficiente para el cálculo de momentos en losas, tomado del ACI.
Vmáx	Corte máximo actuante
DH	Distancia horizontal
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
e	Excentricidad
ex	Excentricidad en el sentido X

ey	Excentricidad en el sentido Y
Fcu	Factor de carga última
I o Ig	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo.
L	Longitud del elemento
Sx	Módulo de sección en el sentido X
Sy	Módulo de sección en el sentido Y
M	Momento
MCV	Momento inducido por la carga viva
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
d	Peralte efectivo del elemento en sección, distancia medida desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión.
h	Peralte total del elemento en sección
Wc	Peso volumétrico del concreto

Ws	Peso volumétrico del suelo
ρ_{bal}	Porcentaje de acero en la falla balanceada
$\rho_{m\acute{a}x}$	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
ρ_{min}	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
pv	Pozo de visita
qo	Presión sobre el suelo
qu	Presión última sobre el suelo
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
Fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
VR	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto.
K	Rigidez de un elemento
Vs	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

Aguas negras	En general, se llama así, a las aguas de desechos provenientes de usos domésticos e industriales.
Análisis estructural	Proceso que se efectúa para establecer respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla.
Barlovento	Área o cara expuesta directamente al viento, donde se produce empuje.
Carga mayorada	Carga multiplicada por los factores de mayoración apropiados, se utiliza con el objeto de dimensionar los elementos.
Colector	Tubería, generalmente de servicio público, que recibe y conduce las aguas indeseables de la población al lugar de descarga.
Compactación	Acción de hacer alcanzar a un material una textura apretada o maciza.
Concreto ciclópeo	Hormigón a cuya masa, una vez vertida en los encofrados, se han incorporado grandes piedras o bloques.

Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras, desde el interior de la vivienda hasta el frente.
Cota de terreno	Número en los planos topográficos, indica la altura de un punto sobre un plano de referencia.
Cota Invert	Distancia existente entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería.
Densidad	Relación entre la masa y el volumen de un cuerpo.
Descarga	Lugar del terreno donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector, las que pueden estar crudas o tratadas.
Dotación	Estimación de la cantidad de agua que en promedio consume cada habitante por día.
Especificaciones	Son normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones o cualquier otro documento, que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico, en cualquier operación de levantamiento planimétrico o de nivelación.
Estribo	Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y torsión en un elemento estructural.

Excentricidad	Distancia del punto de aplicación de una fuerza al baricentro de la sección sobre la cual actúa.
Flexión	Deformación que sufre una viga cuando se la somete a dos momentos de sentidos opuestos, aplicados en sus extremos en un plano que contenga al eje de la misma.
Inercia	Propiedad general de la materia, por la cual todo cuerpo tiende a conservar su estado de reposo o de movimiento rectilíneo y uniforme, si sobre él no actúa ninguna fuerza externa.
Línea central	Es el punto de referencia de donde van a partir todos los anchos o componentes de la carretera.
Mampostería	Obra de fábrica hecha de mampuesto o piedras sin labrar, o labradas toscamente, unidas con mortero.
Momento	Magnitud resultante del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.
Muro	Obra de albañilería construida de cualquier material con que se divide o cierra un espacio.
Período de diseño	Es el tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población, estableciendo su límite en el momento que su uso sobrepase las condiciones de diseño.

Pozo de visita	Accesorio de un sistema de alcantarillado que permite el acceso al colector y cuya finalidad es facilitar el mantenimiento del sistema para que funcione eficientemente.
Punzonamiento	Efecto que producido por una fuerza que incide sobre una superficie de área pequeña.
Rasante	Es la línea que se obtiene al proyectar sobre una.
Sotavento	Lado contrario a aquél de donde viene el viento, donde se produce succión.
Tendal	Elemento estructural principal de la cubierta, formada por una sección de dos costaneras, el cual soporta las cargas verticales inducidas.
TIR	Tasa de descuento que hace que el valor presente de una oportunidad de inversión sea igual a cero, es decir, el interés que hace que los costos sean equivalentes a los ingresos.
Tirante	Altura de las aguas negras o pluviales dentro de una alcantarilla.
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre, sobre dicha superficie y debajo de la misma.

VPN

Es el Valor Presente Neto. Se basa en la suposición de que el valor del dinero se ve afectado por el tiempo en que se recibe.

RESUMEN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado, se atendieron las necesidades del municipio de Zunilito del departamento de Suchitepéquez. El trabajo se divide en tres capítulos de interés: la monografía del municipio, el diseño de un salón comunal y diseño del sistema de drenaje sanitario.

El primer capítulo se enfoca básicamente en la descripción de la región, donde encontrara datos censados de la población, el clima, los servicios públicos con que cuenta el municipio, así también se hace una breve descripción de las comunidades y caseríos que conforman el municipio.

El segundo capítulo comprende el diseño del sistema de drenaje sanitario en la aldea San Lorencito, se estudió dónde se debía descargar el agua residual, cuál tendría que ser el tratamiento de dichas aguas y que cada sector obtendría un sistema de drenaje independiente, ya que esta aldea está dividida en tres sectores; debido a accidentes geográficos; teniendo definidos los parámetros anteriormente mencionados se procedió a los trabajos previos al diseño; planimetría y altimetría, definiéndose una longitud de 1 210 metros.

Posteriormente se tomaron parámetros de diseño como: período de diseño, tasa de crecimiento de la población, la dotación de agua potable que percibe la población, la cantidad de habitantes por vivienda, número de viviendas. Finalmente, se propuso un sistema de tubería PVC ASTM F-949 y pozos de visita hechos de ladrillo; se tiene la certeza que con éstos proyectos la población continúe con su proceso de desarrollo y mejore su calidad de vida.

El último capítulo es el diseño de un salón comunal para la aldea Chitá, en él se detalla el proceso constructivo de dicho salón así como el diseño estructural que comprende desde el techo de cubierta de lámina hasta su cimentación, utilizando las normas estructurales correspondientes.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema sanitario para la aldea San Lorencito y el diseño de un salón comunal del municipio de Zunilito, departamento de Suchitepéquez.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, del municipio de Zunilito.
2. Determinar el impacto ambiental y las medidas de mitigación que se aplicarán al momento de construir estos proyectos.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación, es el resultado de la labor realizada dentro del programa del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en la municipalidad de Zunilito del departamento de Suchitepéquez, dentro de las actividades desarrolladas, se encuentra la investigación de tipo monográfica y el diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la comunidad que permitió detectar los diferentes problemas que afronta la misma.

Una vez determinados los problemas y necesidades comunales, se logró establecer el orden de prioridad de cada uno de dichos problemas y sus posibles soluciones.

El primer problema a solucionar es la ausencia de un servicio de drenajes, que es tan importante para la salud de la población, del cual se pretende que todos tengan el acceso a este servicio. En el cual se presenta la planificación y diseño del sistema de alcantarillado sanitario, para la aldea de San Lorencito, de acuerdo con las consideraciones necesarias para la elaboración del mismo. Además, se presentan las medidas de mitigación de impacto ambiental, así como el respectivo estudio socioeconómico para dicho proyecto.

El segundo problema a solucionar consistió en la carencia de infraestructura adecuada para realizar actividades sociales en la comunidad, por lo que, con anuencia y participación de las autoridades locales e

instituciones de apoyo, se planificó, como segundo proyecto, el diseño del salón comunal.

Es importante señalar que, tanto para el diseño del sistema de drenaje sanitario como para el diseño del salón comunal, se utilizaron normas aceptadas y utilizadas en el medio nacional. Al final, se presentan, planos y presupuestos de cada uno de los proyectos que se han diseñado.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Zunilito, departamento de Suchitepéquez

La investigación del entorno y contexto de la comunidad, debe ser de carácter monográfica, con la información más actualizada posible y provenir de fuentes confiables. Ésta debe contener aspectos físicos, demográficos, económicos, servicios y saneamiento en la comunidad entre otros. Las fuentes de información fueron: Municipalidad, centro de salud que atiende a la comunidad, Instituto Nacional de Estadística (INE); además de visitar el lugar, para obtener información básica desde el punto de vista técnico. Para efectos de los proyectos del municipio de Zunilito, la información investigada es la siguiente.

1.1.1. Antecedente histórico

Por Acuerdo Gubernativo de 1876 el paraje llamado Zunilito pasa a ser jurisdicción del departamento de Suchitepéquez. Con fecha 12 de junio de 1928 fue declarado como municipio de Zunilito y pasa a ser jurisdicción del departamento de Quetzaltenango; el día 24 de enero de 1944 por acuerdo Gubernativo se segrega de este departamento y se le anexa al departamento de Suchitepéquez.

Cuenta una leyenda que cuando hizo erupción el volcán Zunil, muchas personas de Zunil Grande huyeron despavoridas hacia el sur en busca de un refugio seguro donde protegerse de la furia volcánica del Volcán Zunil, y que

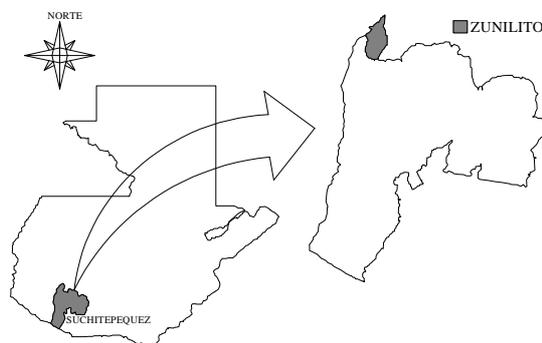
los habitantes un número de 13 familias se reunieron en la circunscripción geográfica de lo que hoy es Zunilito y se comunicaron y decidieron formar allí un nuevo pueblo pequeño.

El nombre se lo dieron frente a la imagen de la Virgen de Santa Catalina, frente a la cual imploraban clemencia atemorizados por la erupción, diciendo que protegiera a su pueblo; pero era tal el cariño que sentían por su original Zunil, que al implorar decían Virgen de Xancatalín protege a nuestro Zunilito que se quedó perdido en el cerro, y era tal la repetición todos los días de la frase cariñosa protege a nuestro Zunilito que desde entonces este pueblo que pertenece a Suchitepéquez le asigno el nombre de Zunilito.

1.1.2. Localización

La localización geográfica de un lugar de la tierra se determina con dos números, su latitud y su longitud, en este caso la localización del municipio de Zunilito, Suchitepéquez es: latitud 14°36'N y longi tud 91°30'.

Figura 1. **Zunilito, Suchitepéquez**



Fuente: elaboración propia.

1.1.3. Ubicación

El municipio de Zunilito, se encuentra ubicado al norte del departamento de Suchitepéquez y limita: al norte con Zunil Grande, Quetzaltenango; al sur con San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez; al este con Santa Catarina Ixtahuacan, Sololá; al oeste con Pueblo Nuevo, y San Francisco Zapotitlán Suchitepéquez.

Figura 2. Localización de los proyectos



Fuente:IGN escala 1:50000

1.1.4. Distancia de la cabecera departamental

El municipio de Zunilito, Suchitepéquez, tiene una distancia de doce (12) kilómetros, hacia la cabecera departamental de Mazatenango, con carretera asfaltada, atravesando por el municipio de San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez. Y ciento setenta y dos (172) kilómetros hacia la capital de Guatemala.

1.1.5. Geografía

El municipio de Zunilito, Suchitepéquez tiene una extensión territorial de cincuenta y nueve (59) kilómetros cuadrados y registra una altura de 2 544 pies de altura sobre el nivel del mar.

1.1.6. Clima

En el departamento de Suchitepéquez se encuentra ubicada la estación meteorológica los Tarrales, en el cual se han tomado los siguientes datos sobre el municipio de Zunilito:

Temperatura máxima	26,5°C
Temperatura mínima	16,5°C
Lluvia	3 911mm

Los datos están dados de la media anual.

1.1.7. Costumbres y tradiciones del municipio

En el municipio de Zunilito, Suchitepéquez, se celebran dos ferias durante cada año, siendo la primera feria patronal, en honor a la Virgen de Santa Catalina de Alejandría, que se celebra del 21 al 25 de noviembre de cada año,

y la segunda del Quinto Viernes de Cuaresma de cada año. Realizando varias actividades: deportivas, socioculturales, religiosas, etc.

1.1.7.1. Matrimonio

En la etapa del matrimonio se convive con el permiso de los padres hasta que llegue el momento de contraer matrimonio, el novio acompañado de sus padres pide la mano de la novia con lo cual se comprometen para casarse, ellos se hacen acompañar de una persona a la que se le denomina Tortulero quién los acompaña y es quien toca la puerta y habla con los padres de la novia en algunos casos hacen más de una pedida en la cual fijan la fecha de la boda, el novio tiene que llevar algún presente para los padres que pueden ser aguas gaseosas y pan de recado como se le llama a un pan especial que se consume para fiestas especiales en la comunidad.

Con respecto al matrimonio la pareja contrayente dependiendo de la religión que sean se casan por la iglesia y por lo civil contraen nupcias ante el alcalde municipal. Antes de la boda la familia del novio envía a la casa de la novia lo que se llama Repuesto, que consiste en comidas típicas del lugar tales como: pipían, pan de recado, aguas gaseosas, pollos rellenos y flores blancas.

1.1.7.2. Embarazo

En el tiempo del embarazo las mujeres se cuidan de modo que puedan protegerse hasta el momento del nacimiento, las mujeres creen en mitos como el de cuidarse cuando hay eclipse, colocándose las prendas interiores de forma al revés o se colocan pequeños ganchitos de ropa y así no le sucederá a su bebe.

1.1.7.3. Nacimientos

En el momento del nacimiento de un bebe algunas mujeres son atendidas por médicos, ya que ellas asisten al hospital para que las atiendan en el parto, pero algunas otras son atendidas por una comadrona en sus casas. Cuando el bebe cumple la semana de nacido los padres del niño preparan comida que regalan a quienes visitan al pequeño y a su madre como muestra de agradecimiento por los presentes que les han sido obsequiados.

1.1.7.4. Crianza de hijos

En la crianza de los hijos es la madre la que desempeña esa función en la gran mayoría del tiempo, ya que el padre es quien se encarga de trabajar para conseguir los recursos para el sostén familiar.

1.1.7.5. Celebraciones familiares

Las fiestas en las cuales las familias se reúnen para convivir son la semana santa, las fiestas patrias, la feria del municipio y las fiestas de fin de año y los cumpleaños de cada uno de sus miembros, el día de los santos y alguna otra festividad que ellos consideren adecuada para convivir un momento como familia.

1.1.7.6. Muertos

Cuando una persona fallece se le hace un velatorio y es enterrada al día siguiente de su fallecimiento, durante el tiempo en que se velan los restos del difunto quienes llegan a dar el pésame se tiene como costumbre que lleven algunos granos básicos, dinero, flores y coronas hechas de flores a la familia doliente. Algunas personas le realizan a su muerto una misa o un culto a los nueve días y de igual manera cuando cumplen un año de fallecidos, los restos

del fallecido son enterrados en el cementerio municipal que se encuentra en la cabecera municipal.

1.1.8. Vías de acceso

El municipio de Zunilito se comunica con San Francisco Zapotitlán y Pueblo Nuevo por carretera asfaltada; con la aldea Tzanpoj por medio de un camino poco transitable, debido a las malas condiciones en que se encuentra.

1.1.9. Educación

Según censo realizado de población escolar en el municipio, en el año 2001. Se estableció que la cantidad de alumnos en los niveles de educación Preprimaria, primaria y básico es de aproximadamente 1000 estudiantes.

Agencias Educativas:

Escuelas:

- Escuela Oficial Urbana Mixta Emilio Arenales Catalán
- Escuela Oficial Rural Mixta cantón San Lorencito
- Escuela de Autogestión Comunitaria cantón Chità
- Escuela Municipal cantón San Antonio
- Escuela Municipal cantón San Juyup
- Escuela Municipal cantón Mi Tierra
- Escuela de Autogestión Comunitaria cantón Mi Tierra
- Escuela Oficial de Párvulos
- Instituto Básico por Cooperativa
- Academia de Corte y Confección
- Academia de Mecanografía Rafael Álvarez Ovalle
- Academia de Mecanografía El Progreso

1.1.10. Salud

Solamente existe un Centro de salud, Tipo “A” atendido por una doctora, enfermero, y dos conserjes. En el cantón Chita existe un Puesto de Salud, atendiendo a las familias de dicha comunidad y lugares aledaños a la misma. Atendido por una enfermera y dos conserjes.

1.1.11. Servicios básicos con que cuenta

Los servicios básicos, son las obras de infraestructura necesarias para una vida saludable. El municipio de Zunilito cuenta con todos los servicios básicos indispensables para la población, en su mayoría en condiciones regulares y otras que requieren mejoramiento y mantenimiento, entre los servicios que cuenta son.

1.1.11.1. Energía eléctrica

La gran mayoría de las viviendas del municipio de Zunilito, cuentan con el servicio de energía eléctrica, que es proporcionada por medio de una empresa la cual tienen que cancelar a cada mes, algunos tienen hasta más de 5 focos y algunos únicamente cuentan con 2 focos.

1.1.11.2. Agua potable

En todas las viviendas de los vecinos del municipio de Zunilito cuentan con el servicio de agua potable, ya que este es indispensable para la subsistencia de los habitantes.

El municipio de Zunilito cuenta con el servicio de un tanque mecánico de agua que beneficia a la comunidad en general.

1.1.11.3. Control de la basura

El municipio cuenta con el servicio de recolección de basura, algunos otros queman la basura para no almacenarla en algún basurero y otros la entierran dependiendo si esta es basura orgánica, aunque hay personas que optan por tirarla en cualquier cafetal, aunque se le prohíba.

1.1.11.4. Control de insectos

El control de insectos en algunos casos dependiendo de la cantidad en que se propaguen en algunos casos la municipalidad proporciona el insecticidas para erradicarlos, quizás el insecto que mas afecte a la comunidad es la mosca que se trata por todos los medios terminar con ella para evitar algún tipo de enfermedad.

1.1.11.5. Drenajes

Todas las viviendas dentro del municipio de Zunilito cuentan con el servicio de drenaje que es uno de los más básicos e indispensables para la salubridad de los habitantes.

1.1.11.6. Higiene del agua

El agua que se abastece a las comunidades y cabecera municipal, reciben el tratamiento adecuado para el uso de la misma ya que el agua es 100por ciento potable y clorada este es proporcionado por el fontanero

municipal y sus auxiliares, para que este vital líquido sea ingerido con la mayor confianza.

1.1.11.7. Agua de pozo

En el tiempo de verano cuando el servicio de agua potable escasea las personas que habitan en las distintas comunidades utilizan el agua de pozo para satisfacer algunas de sus necesidades como el lavar la ropa y los utensilios de cocina y para beber.

1.1.11.8. Sanitarios

La mayoría de los sanitarios de las viviendas del municipio están conectados a un sistema de drenaje adecuado y este a un tratamiento de aguas negras.

1.1.11.9. Letrina

Algunas viviendas cuentan también con letrinas, aunque debido a algunas enfermedades se ha tratado de cambiarlas por sanitarios y así evitar cualquier epidemia ya que estas normalmente están construidas muy cerca de las casas. Totalmente adoquinadas, y los algunos callejones pavimentados, lo que quiere decir es que el municipio de Zunilito, es uno de los más prósperos del departamento de Suchitepéquez.

1.1.11.10. Puentes peatonales y vehiculares

Dentro del municipio existen varios puentes peatonales y vehiculares, entre los que cabe menciona los puentes del río Ixcona I en el cantón San

Juyup, el del río Ixcona II en la comunidad Nuevo Amanecer y el río Ixcona III en el cantón Mi Tierra, el del río Chita en la entrada el municipio, y dos más ubicados también en el cantón Mi Tierra, también en el cantón San Lorencito existe un puente mas y otros tres que pueden ubicarse en la cabecera municipal.

1.1.11.11. Sal3n municipal

Dentro del municipio se encuentra sal3n municipal ubicado en la cabecera municipal de Zunilito Suchitep3quez.

Edificios p3blicos y privados.

Los edificios p3blicos que existen dentro del municipio son los edificios donde funcionan las escuela oficial urbanas y rurales, el edificio del Instituto B3sico por Cooperativa, el edificio de la municipalidad, el edificio del mercado municipal el edificio del Puesto de Salud, el edificio de la academia de corte y confecci3n y otros.

1.1.11.12. Polic3a Nacional Civil

La subestaci3n de la Polic3a Nacional Civil es una instituci3n estatal que se encuentra al servicio de todas las comunidades del municipio de Zunilito. Se encuentra estructurado de la siguiente manera: Un oficial, un inspector y 08 agentes.

1.1.11.13. Juzgado de Paz

El Juzgado de Paz es una Instituci3n estatal que se encuentra al servicio de toda la poblaci3n de Zunilito. El Juzgado de Paz inicio su funci3n en el

municipio de Zunilito el 16 de Agosto de 1999, según acuerdo de la Corte Suprema de Justicia 46-99.

El Juzgado de Paz se encuentra organizado internamente de la siguiente manera:

- Un juez de paz
- Un secretario
- Dos oficiales de trámite
- Un auxiliar de mantenimiento

1.1.12. Organización administrativa

- Concejo Municipal
- Alcalde Municipal
- Empleados Municipales
- Alcaldías Auxiliares
- Concejos Comunitarios de Desarrollo
- Comunidad

1.1.13. Organizaciones civiles apolíticas

En el municipio podemos mencionar a: comités de vecinos, Asociación de Mujeres, Asociación de la Juventud y Niñez, comité de padres de familias, en las diferentes escuelas, y diferentes organizaciones religiosas.

1.1.14. Organización social

Existen varios grupos de pobladores que buscan el bien común en sus respectivas comunidades, entre los cuales realizan diferentes actividades para satisfacer las necesidades de sus habitantes afines a sus ideologías y creencias.

1.1.14.1. Económicos sociales

Consejos Comunitarios de Desarrollo: estos comités han sido electos de carácter unánime para buscar el beneficio y progreso de las comunidades que existen en el municipio.

1.1.14.2. Comités

En el municipio existen comités de padres de familia de las diferentes escuelas, comité de mujeres, comité de la academia de corte y confección, así como también comité de la Iglesia Católica y Evangélicas.

1.1.14.3. Grupos religiosos

La gran mayoría de habitantes del municipio pertenecen a algún grupo de religión ya que algunos son católicos y otros evangélicos de diferente doctrina, predominando más la cristiana evangélica.

Cabe mencionar que dentro de las comunidades existen dos iglesias evangélicas.

1.2. Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Zunilito, Suchitepéquez

De acuerdo a la investigación realizada y a encuestas efectuadas por la municipalidad a la población y organizaciones sociales, se identifico las necesidades de servicios básicos e infraestructura.

1.2.1. Descripción de las necesidades

- Un servicio adecuado de un sistema de drenaje para la aldea San Lorencito, existe un sistema inapropiado e insuficiente para toda la población de esta comunidad.
- Aprovechar los nacimientos de agua potable que posee el municipio, y que no están siendo bien explotados. Con ellos se contaría con un mayor volumen de agua, para poder abastecer a los diversos servicios existentes.
- Construir instalaciones deportivas y culturales para fomentar la cultura y el deporte, ya que el municipio cuenta con pocas.
- Mantenimiento a los servicios sanitarios y sobre todo a la planta de tratamiento del municipio, este no se encuentra en óptimas condiciones y su funcionamiento no es el apropiado.
- Ampliación de las edificaciones educativas, la capacidad de estas instalaciones se ha visto mermadas por el incremento poblacional de alumnos.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Tomando en consideración los puntos planteados por los vecinos a través de los Consejos Comunitarios del Desarrollo (COCODES), las autoridades municipales y la unidad del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), se determinaron los proyectos más importantes a ejecutar, siendo:

- Construcción de un sistema de drenaje sanitario para la aldea de San Lorencito, para eliminar focos de contaminación y obtener un mejor servicio.
- Edificación de un salón comunal para la aldea Chitá, donde los pobladores requieren de un espacio para reuniones sociales.
- Ampliación del sistema de agua potable para brindar un mejor servicio y sacar provecho de los nacimientos que posee el municipio.
- Edificación de dos niveles para ampliar la capacidad de la escuela del cantón Chitá.
- Puesto de salud en la aldea san Lorencito.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de drenaje sanitario para la aldea San Lorencito

El proyecto tiene como fin primordial, servir con un drenaje sanitario adecuado a todos los habitantes de la aldea.

Por lo accidentado del terreno se deben diseñar sistemas independientes, uno por cada sector de la comunidad, el cual se divide en tres sectores, cada uno con su respectivo sistema de tratamiento de aguas negra.

2.1.1. Estudio de la población a servir

El estudio de la población se efectúa con el objeto de estimar la población que tributará caudales al sistema, al final del período de diseño, será estimada utilizando alguno de los métodos conocidos. Para el caso de la aldea San Lorencito se optó por el método geométrico, por ser el modelo que mejor se adapta para poblaciones en vías de desarrollo.

2.1.2. Levantamiento topográfico

Es el proceso de trabajo que se realiza previo a un estudio de proyecto de preinversión de una infraestructura básica, el cual conlleva dos actividades en el campo: el trazo planimétrico y el trazo altimétrico, utilizando para los mismos, aparatos de precisión.

2.1.3. Planimetría

Está definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación.

En la medición de planimetría del proyecto se utilizó el método de conservación del azimut. Que consiste en tomar un azimut inicial referido al norte y fijando éste con una vuelta de campana en la vista atrás se toma la medida hacia la siguiente estación. Se utilizó éste método por ser muy exacto.

2.1.4. Altimetría

Son los trabajos necesarios para representar sobre el plano horizontal la tercera dimensión sobre el terreno, definiendo las diferencias de nivel existentes entre los puntos de un terreno o construcción, para ello es necesario medir distancias verticales, ya sea directa o indirectamente, a todo éste procedimiento se le llama nivelación. Para la nivelación del proyecto se utilizó el método de nivelación compuesta, partiendo de una referencia (banco de marca).

2.1.4.1. Trazo de la red

Para éste sistema, el colector principal irá al centro del camino y veredas que conforman la comunidad, para luego descargar el agua residual en el barranco del mismo nombre al de la aldea.

2.1.4.2. Localización de la descarga

Para seleccionar el punto de descarga de aguas residuales se tomó en cuenta el barranco San Lorencito. A sus alrededores encuentra un terreno donde se pretende construir una planta de tratamiento de aguas residuales o fosas sépticas, ésta es una ubicación exacta, ya que se encuentra alejada de la población y así se crea un impacto ambiental favorable.

Las fosas sépticas deberán localizarse donde no puedan provocar contaminación de algún pozo, manantial u otra fuente de abastecimiento de agua. Las fosas no deben de estar a menos de 15 metros de cualquier fuente de abastecimiento de agua, mayores distancias son preferibles donde sea posible. La fosa séptica no debe localizarse a menos de 1,5 metros de cualquier edificio, ya que pueden ocurrir daños estructurales durante la construcción o las filtraciones pueden llegar al sótano. La fosa no debe localizarse en zonas pantanosas ni en áreas sujetas a inundaciones. Debe considerarse la localización desde el punto de vista de limpieza y mantenimiento.

2.1.5. Período de diseño

El período de diseño de un sistema de alcantarillado, es el tiempo durante el cual el sistema dará un servicio con una eficiencia aceptable; este período variará de acuerdo a:

- La cobertura considerada en el período de diseño estudiado
- Crecimiento de la población
- Capacidad de administración, operación y mantenimiento

- Según el criterio del diseñador y basándose en datos de instituciones como el Instituto de Fomento Municipal (INFOM); según el capítulo 2 de las Normas Generales para el Diseño de Alcantarillado, los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 30 a 40 años, a partir de la fecha en que se desarrolle el diseño, para el proyecto se tomó 30 años por ser el tiempo de vida útil del proyecto y por los costos del mismo

2.1.6. Diseño de la red

Se utilizará tubería PVC, norma ASTM F-949, de 6 pulgadas de diámetro, la longitud de la red es de 1 209 metros lineales y contará con tres fosas sépticas para el tratamiento de aguas negras.

2.1.6.1 Población de diseño

Para determinar la población de diseño o población futura se utilizó el método geométrico, el cual requiere nada más que una información acerca de la población actual del lugar, ya que la tasa de crecimiento es un dato que se puede establecer con censos recientes y tomando en cuenta el área en que se puede expandir el barrio, así como el período de diseño, el cual ya se tiene establecido. La expresión a utilizar para el cálculo de la población futura es:

$$P_f = P_A(1 + R)^n$$

Donde:

P_f = población futura

P_A = población actual

n = período de diseño
R = tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento con la que se trabajó en la aldea San Lorencito es del 3 por ciento anual, según Instituto Nacional de Estadística (INE).

No. viviendas:130, dato obtenido en conteo realizado durante el levantamiento topográfico.

$P_A = (\text{No. viviendas}) (\text{hab. / vivienda})$

$P_A = (130 \text{ viviendas}) (9 \text{ hab. / vivienda}) = 1170 \text{ habitantes}$

$P_f = 1170(1 + 0,03)^{30} = 2840$

La población proyectada para el año 2041 es de 2840 habitantes.

2.1.6.2. Dotación

Es la cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades y se expresa en litros por habitante al día.

Las dotaciones se establecen de acuerdo al clima, nivel de vida, actividad, productividad, abastecimiento privado, servicios comunales o públicos y región donde se está trabajando el proyecto.

Para este caso, se estableció una dotación de 150 litros por habitante día.

2.1.6.3. Factor de retorno al sistema

Es el porcentaje de agua, que después de ser usada vuelve al drenaje; en este caso se considera 80 por ciento de factor como retorno, que es el sugerido en la sección 2.6.4 del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

2.1.6.4. Factor de flujo instantáneo (FH)

Es un factor experimental que indica la relación que existe entre el caudal domiciliario máximo y el caudal medio. Este factor se calculó por medio de la siguiente expresión:

$$F.H.=\frac{18+\sqrt{P}}{4+\sqrt{P}}$$

Donde:

FH = Factor de Harmond o Flujo Instantáneo

P = Población acumulada en miles de habitantes de cada tramo

2.1.6.5. Relación de diámetro y caudales

Por requerimientos de flujo y por posibilidades de limpieza el diámetro mínimo es de 6 pulgadas para tuberías PVC en el colector central. Un cambio de diámetro en el diseño está influido por la pendiente, el caudal o la velocidad, para lo cual se toman en cuenta los requerimientos hidráulicos.

2.1.6.6. Caudal sanitario

El caudal sanitario que puede transportar el drenaje está determinado por diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Por norma se supone que el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no

funciona a presión. El tirante máximo de flujo se obtiene de la relación d/D , donde d es la profundidad o altura del flujo y D es el diámetro interior de la tubería, ésta relación debe ser mayor de 0,10 para que exista arrastre de las excretas y menor de 0,75 para que funcione como un canal abierto.

2.1.6.7. Caudal domiciliar

Es el volumen de aguas servidas que se evacúa de cada una de las viviendas. Este caudal debe calcularse con base en el número de habitantes futuro, la dotación y el factor de retorno, expresado en litros por segundo.

$$Q_{dom} = \frac{Dot. \times No. hab \times F.R.}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{dom} = Caudal domiciliar (l/s)

Dot. = Dotación (l/Hab./días)

No.Hab. = Numero de habitantes

F.R. = Factor de retorno

Entonces:

$$Q_{dom} = \frac{150 \text{ l / hab. / dia} \times 2840 \text{ hab.} \times 0,80}{86\ 400 \text{ s / dia}} = 3,95$$

$$Q_{dom} = 3,95 \text{ l/s}$$

2.1.6.8. Caudal de infiltración

Es considerado como la cantidad de agua que se infiltra o penetra a través de las paredes de la tubería, éste depende de: la permeabilidad de la tubería, la transmisibilidad del suelo, la longitud de la tubería y de la profundidad a la que se coloca la tubería.

Pero como depende de muchos factores externos, se calcula en función de la longitud de la tubería y del tiempo, generalmente se expresa en litros por kilómetro por día, su valor puede variar entre 12 000 y 18 000 litros por kilómetro por día.

Para este caso, por ser tubería de PVC, no existe caudal de infiltración, dadas las propiedades del material.

2.1.6.9. Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan aguas pluviales al alcantarillado sanitario. Para el diseño, se puede estimar que un porcentaje de las viviendas de una localidad pueden hacer conexiones ilícitas, cuyo porcentaje puede variar de 0,5 a 2,5 por ciento.

En la sección 2.8 caudal de diseño del INFOM, el caudal ilegal por aguas de lluvia que se conecta en patios o bajadas de techos por error; se tomará en cuenta un 10 por ciento del caudal doméstico. Sin embargo, en áreas donde no hay drenaje pluvial podrá usarse un valor más alto.

$$Q_{CI}=0,10 \times Q_{DOM}$$

2.1.6.10. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía está en función directa del tipo de superficie por donde corre el agua pluvial, como es techos y pavimentos 0,70 – 0,90, patios y arboledas 0,15 – 0,30.

Área total de techos = (100 m² x 130 casas) / 10000 m²/ ha

Área total de techos = 1,30 hectáreas

Área total de patios = (40 m² x 130 casas) / 10000 m²/ ha

Área total de patios = 0,52 hectáreas

$$C = \frac{\sum (c a)}{\sum a} = \frac{(1,30 \times 0,80) + (0,52 \times 0,15)}{(1,30 + 0,52)} = 0,61$$

2.1.6.11. Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia que se expresa en milímetros por hora, se determina por medio de la siguiente fórmula.

$$i = \frac{13\,455,2}{T + 104,14}$$

Tabla I. **Intensidad de lluvia**

	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala	$\frac{2\ 838}{t+18}$	$\frac{3\ 706}{t+22}$	$\frac{4\ 204}{t+23}$	$\frac{4\ 604}{t+24}$
Bananera, Izabal	$\frac{5\ 771,50}{t+48,98}$	$\frac{7\ 103,95}{t+53,80}$	$\frac{7\ 961,65}{t+56,63}$	$\frac{8\ 667,77}{t+58,43}$
Labor Ovalle, Quetzaltenango	$\frac{977,70}{t+3,80}$	$\frac{1\ 128,50}{t+3,24}$	$\frac{1\ 323,50}{t+3,48}$	
El pito Chicolá, Such.	$\frac{11\ 033,60}{t+101,10}$	$\frac{11\ 618,70}{t+92,19}$	$\frac{13\ 455,20}{t+104,14}$	
La Fragua, Zacapa	$\frac{3\ 700,50}{t+50,69}$	$\frac{3\ 990,50}{t+41,75}$	$\frac{4\ 049}{t+37,14}$	

Fuente: anuario del Colegio de Ingenieros, 1987, p. 148.

Donde:

i = Intensidad de lluvia para las localidades de la región sur, con periodo de retorno 10 años, según tabla I contenida en el anuario del colegio de ingenieros de Guatemala, del año 1987.

T = tiempo de concentración en minutos, que tiene un valor de 12' por ser tiempo de concentración inicial recorrido en montañas, terreno plano, cunetas, zanjas y depresiones.

$$i = \frac{13\ 455,2}{12+104,14} = 115,85 \text{ mm/hora}$$

2.1.6.12. **Caudal de diseño**

Es el que se utiliza para diseñar el sistema del drenaje sanitario. Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{\text{diseño}} = \text{núm. De hab} \times F_{\text{qm}} \times FH$$

Donde:

núm. de hab.= Número de habitantes en cada uno de los tramos

Fqm = Factor de caudal medio

FH = Factor de Harmond

2.1.6.13. Factor de caudal medio

Es el factor relacionado con la aportación media de agua por persona, una vez computado el valor de los caudales anteriormente descritos, y al no contar con caudales comerciales e industriales, se procede a integrar el caudal medio del área a drenar, que a su vez, al ser distribuido entre el número de habitantes, se obtiene un factor del caudal medio, el cual varía entre el rango de 0,002 a 0,005; si el cálculo del factor está entre esos dos límites, se utiliza el calculado; en cambio, si es inferior o excede, se utiliza el límite más cercano según sea el caso.

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{domiciliar}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{\text{c.ilicidas}}$$

$$f_{\text{qm}} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{núm.hab.}}$$

2.1.6.14. Velocidades máximas y mínimas de diseño

Según 2.11 del INFOM: se debe de diseñar de modo que, la velocidad mínima de flujo, para tuberías de PVC, trabajando a cualquier sección, debe de ser 0,60 metros por segundo no siempre es posible obtener esa velocidad, debido a que hay ramales que sirven solo a unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos; en tales casos, se acepta una velocidad de 0,30 metros sobre segundo; una velocidad menor permite la sedimentación de sólidos.

La velocidad máxima será de 3,00 metros por segundo, ya que las velocidades mayores causan efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión (arena, cascajo, piedras, etc.) producen un efecto abrasivo en la tubería.

2.1.6.15. Pendientes máximas y mínimas de diseño

En la sección 2.9 del INFOM y 2.11 del mismo; en donde se toma como parámetro la sección parcialmente llena, el cual es un 74 por ciento del diámetro del tubo, aplicando la fórmula de Manning en sistema métrico para secciones circulares y las velocidades máximas y mínimas.

$$S = \frac{\text{Cota inicial del terreno} - \text{Cota final del terreno}}{\text{Longitud del tramo}} \times 100$$

Para todo diseño de alcantarillado es recomendable seguir la pendiente del terreno, dependiendo siempre si la pendiente va a favor o en contra del sentido del fluido.

2.1.6.16. Cotas Invert

Son las cotas inferiores e interiores de la tubería de drenaje, que indican a qué profundidad de la superficie se encuentra la tubería de llegada y la de salida en un pozo de visita.

Estas cotas se calculan con base en la pendiente de la tubería y la distancia del tramo respectivo, para su diseño se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- La cota Invert de salida de un pozo se coloca 3 centímetros más baja que la cota Invert de entrada, cuando las tuberías son del mismo diámetro.
- La cota Invert de salida está a un nivel más bajo que la entrada, la cual será la diferencia de diámetros de las tuberías, cuando éstas son de diferente diámetro.
- Cuando a un pozo de visita llegan varias tuberías de distintos diámetros y sale una de igual diámetro al mayor de las que llega, la cota Invert de salida está 3 centímetros debajo de la de entrada, si la tubería que sale es de diámetro mayor, la cota Invert de salida será la diferencia de diámetro con la tubería de mayor diámetro que llega al pozo de visita.

2.1.6.17. Pozos de visita

Los pozos de visita siempre son necesarios en el lugar donde concurren dos o más tuberías así como también en los lugares donde hay cambio de dirección o de pendiente en la línea central de diseño. Son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleados como medios de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores
- Al comienzo de todo colector
- En cambios de dirección
- En líneas de conducción rectas, a distancias no mayores de 100 metros
- En cambios de pendiente

Las alturas de los pozos de visita varían en cuanto a su profundidad, dependiendo de casos como lo son:

- Pendiente del terreno
- Topografía del terreno
- Ubicación del pozo
- Caudal de diseño
- Cotas *Invert*

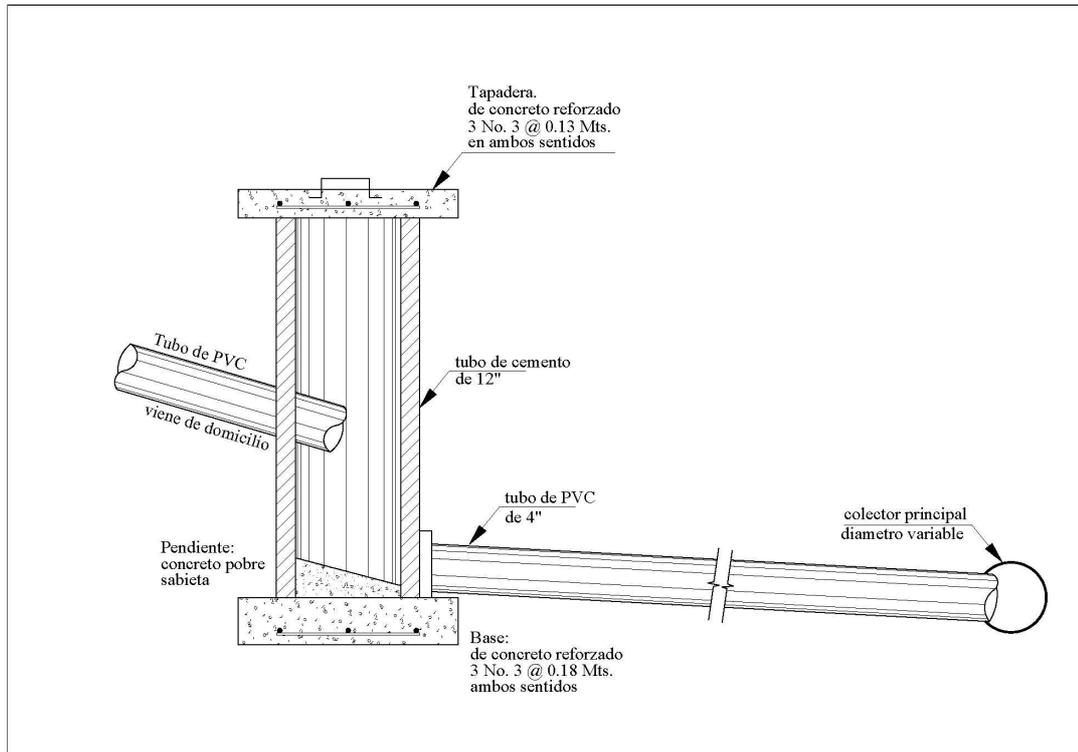
La profundidad mínima será de 1,20 metros en los inicios de los ramales.

2.1.6.18. Conexiones domiciliarias

Generalmente constan de dos partes: caja o candela y tubería de empotramiento.

- Caja o candela: está colocada para inspección o limpieza, su función es recibir y depositar las aguas provenientes de la vivienda al colector principal, por medio de la tubería de empotramiento. Se construyen de mampostería y tubería de concreto colocado en forma vertical, con un diámetro mayor de 12 pulgadas, con tapadera de concreto reforzada para la inspección.
- Tubería de empotramiento: es la tubería que conecta a la caja o candela a la tubería principal, con el objetivo de evacuar las aguas provenientes de las viviendas, es de 6 pulgadas para tubería de concreto y de 4 para tubería de PVC. Teniendo una pendiente mínima de 2 por ciento, se orienta en un ángulo a 45 grados en dirección de las aguas residuales.

Figura 3. Sección de conexión domiciliar



Fuente: elaboración propia.

2.1.6.19. Profundidades mínimas de tubería

La profundidad mínima del coronamiento de la tubería con respecto a la superficie del terreno tiene que ser de un metro y cuando la altura del coronamiento de la tubería principal resulte a una profundidad mayor de tres metros bajo la superficie del terreno, se diseñará una tubería auxiliar, sobre la principal para las conexiones domiciliarias del tramo correspondiente, de acuerdo al INFOM sección 2.12, del año 2 001.

2.1.7. Diseño de la red de alcantarillado

A continuación se desarrolla un ejemplo del procedimiento para el cálculo del sistema de drenaje sanitario, utilizaremos el tramo inicial que va del pozo de visita PV-0 al pozo de visita PV-0,1.

2.1.7.1. Datos generales

- Población de diseño: densidad = 9 hab. / casa, dato obtenido por encuestas a pobladores durante el levantamiento topográfico del proyecto.
- Factor de caudal medio = 0,002

2.1.7.2. Datos poblacionales

Población actual = 45 habitantes

$$P_f = P_A(1 + R)^n$$

$$P_f = 45(1 + 0,03)^{30}$$

Población futura = 109 habitantes

2.1.7.3. Datos específicos para el tramo PV-0 a PV-0,1

- Longitud = 42,85 metros (entre pozos)
- Diámetro de la tubería = 6 pulgadas (se asume el mínimo)
- Cotas del terreno: al inicio = 1062,60
- al final = 1058,70
- Pendiente del terreno = $\frac{(1062,60 - 1058,70)100}{42,85}$

Pendiente del terreno = 9,10%

- Utilizamos la misma pendiente para la tubería
- Profundidad del pozo de visita inicial = HPV-0 = 1,20 (se asume la mínima)
- Cota inicial PV-0 = cota del terreno al inicio – HPV
- Cota inicial PV-0 = 1 062,60 – 1,20 = 1 061,40
- Cota final PV-0,1 = C. inicial – (pendiente x dist.) / 100
- Cota fina PV-0,1 = 1061,40 – $\frac{9,10 \times 42,85}{100}$ = 1 057,50
- Integración al caudal del diseño = núm. de habitantes x fqm x FH
- P = población actual en miles de habitantes

$$P = \frac{45}{1\,000} = 0,045$$

$$FH = \frac{(18 + \sqrt{0,027})}{(4 + \sqrt{0,027})} = 4,36$$

- Caudal de diseño = 45 x 0,002 x 4,36 = 0,392 lts./seg

2.1.7.4. Diseño hidráulico

Se necesita que su diámetro y pendiente sean adecuadas, de modo que contengan el flujo máximo sin ser sobrecargadas y mantengan velocidades que impidan la deposición de sólidos, para su diseño se deben estimar el caudal y las variaciones de caudal.

- Velocidad a sección llena

$$V = \left(\frac{1}{N}\right) 0,03429 (D^{2/3}) \left(\frac{S}{100}\right)^{1/2}$$

Donde:

N = coeficiente de rugosidad

D = diámetro de la tubería

S = pendiente

Asumimos N=0,01

$$V = \left(\frac{1}{0,01}\right) 0,03429 (6^{2/3}) \left(\frac{9,10}{100}\right)^{1/2} = 3,41 \text{ mts/seg}$$

Tabla II. Valores de rugosidad

MATERIAL	MINIMO	MAXIMO
Superficie de cemento	0,011	0,03
Mampostería	0,017	0,03
Tubería PVC	0,006	0,011
Tubería de concreto diámetro < 24"	0,011	0,016
Tubería de concreto diámetro > 24"	0,013	0,018
tubería de asbesto cemento	0,009	0,011

Fuente: FRENCH, Richard H. Hidráulica de canales abiertos, p. 425.

- Caudal a sección llena

$$Q = V \times A$$

Donde:

A = Área a sección llena

V = Velocidad a sección llena

$$Q = 3,41 \text{ m/s} \times 0,018 \text{ m}^2 \times 1000 \text{ l} = 61,50 \text{ l/s}$$

2.1.7.5. Relaciones hidráulicas

Es la relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena, las cuales deben cumplir con $q/Q < 1$ y $0,1 \geq d/D \leq 0,75$, para que las tuberías no trabajen a sección llena.

$$\frac{q}{Q} = \frac{0,392}{61,50} = 0,00637 \leq 1$$

Cumple con la condición de que $q/Q < 1$, se busca en la tabla de elementos hidráulicos (ver tabla en apéndice) de una alcantarilla de sección transversal circular para determinar la relación v/V , la cual en este caso equivale a 0,279, resolvemos a:

$$v = 0,279 \times 3,41 \text{ m/s} = 0,95 \text{ m/s}$$

Se encuentra en el rango: $0,3 \text{ m/s} \geq v \leq 3 \text{ m/s}$

Luego, con el mismo valor de q/Q se busca el valor de la relación d/D , el cual es de 0,057 y por lo tanto cumple con la condición de que $d/D \leq 0,75$

2.1.7.6. Parámetros de diseño

- Período de diseño 30 años
- Densidad de la población 9 habitantes/viviendas
- Tasa de crecimiento 3 % anual
- Población beneficiada actual 1 170 habitantes
- Viviendas actuales 130
- Población futura 2 840 habitantes
- Viviendas futuras 316

• Sistema adoptado	drenaje sanitario
• Forma de evacuación	gravedad
• Dotación de agua potable	150 l / hab. / día
• Factor de caudal medio	0,002 l / hab / día
• Factor de retorno	0,80
• Tubería a utilizar	PVC, norma ASTM F-949
• Velocidad mínima	0,6 m/s
• Velocidad máxima	3 m/s
• Lugar de descarga	barranco San Lorencito

2.1.8. Diseño de fosa séptica

Para evacuar las aguas residuales de tipo doméstico, es necesario instalar unidades específicas de evacuación y tratamiento para evitar la contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua potable, ya sean superficiales o subterráneas. En este sentido, el sistema de tratamiento a base de fosas sépticas es una opción para resolver los problemas antes mencionados, que pueden utilizarse en los ámbitos urbano y rural.

Considerando que la función que efectúa una fosa séptica es exactamente la misma que realiza una planta de tratamiento de aguas negras, es recomendable utilizar la segunda opción de éstas, evitando con ello un costo innecesario para el proyecto. El uso de la fosa séptica será necesario cuando existan problemas para la evacuación (estancamiento) de las aguas residuales, pero por la topografía del lugar en donde se llevará a cabo la construcción, se descarta la posibilidad de su uso.

2.1.8.1. Fosa séptica con pozos de absorción

Un proceso de tratamiento de las aguas residuales que suele usarse para los residuos domésticos es la fosa séptica, que es una estructura de concreto o mampostería reforzada en la que se sedimentan los sólidos en suspensión.

Ya tratado, el efluente fluye por una salida sumergida, hasta las zanjas subterráneas donde es filtrado en la tierra y es oxidada aeróbicamente.

El efluente de la fosa, que es agua con menos contenido de materia orgánica, deberá enviarse a un sistema de oxidación para complementar el tratamiento, esta oxidación se puede realizar mediante cualquiera de los siguientes medios:

- Pozos de absorción
- Zanjas de oxidación
- Filtros subterráneos

La materia flotante y los sólidos depositados pueden conservarse entre 6 meses y varios años durante los cuales se descomponen anaeróbicamente.

Para el mantenimiento se recomienda, aun cuando los tiempos para las acciones de limpieza depende de la intensidad de su uso, hacer una inspección cada 6 meses y si es necesario limpieza cada año, extrayendo el 90 por ciento de los lodos existentes, el 10 por ciento deberá permanecer en la fosa ya que servirá de inóculo para las futuras aguas residuales.

2.1.8.2. Descarga del efluente de la fosa séptica a zanjás de absorción

Estas zanjás pueden emplearse en suelos relativamente impermeables, donde no es adecuado el uso del drenaje francés o pozos de absorción para tratar el efluente de la fosa séptica.

Este sistema es similar al sistema de drenaje francés, solo que se utiliza una zanja más ancha y más profunda, en el espacio entre dos zanjás se coloca una capa de arena que actúa como material filtrante.

En este sistema el líquido filtrado no se absorbe totalmente sino se evacua por un sistema de drenaje colector que es el que lo conduce al lugar de su disposición final, este drenaje se coloca a un nivel inferior, al del sistema distribuidor.

Las pendientes de las tuberías pueden ser de 0,16 a 0,50 por ciento para la de distribución y para la recolectora puede llegar a 1,00 por ciento, la separación recomendable entre ejes de zanjás superiores e inferiores es de 1,80 a 2,50 metros.

Los tubos deben ir rodeados por grava o por otro material adecuado, debe pasar por el tamiz de 0,064 metros y ser retenido por el de 0,020 metros, la arena que se usa para la filtración debe encontrarse limpia y con un tamaño efectivo de 0,40 a 0,60 milímetros, debe pasar por un tamiz de cuatro mallas por 0,0254 metros el lecho de arena no debe tener menos de 0,60 metros.

Con este sistema se logra un grado alto de depuración, el efluente puede descargarse en arroyos o lechos secos de ríos, sin proporcionársele un tratamiento posterior, siempre y cuando no se utilice para consumo humano.

2.1.8.3. Cálculo y diseño de la fosa séptica

La fosa séptica es parte del sistema primario, por lo tanto el efluente que sale de ella debe ser sometido a un tratamiento secundario que puede realizarse por medio de pozos de absorción, zanjas filtrantes, filtros subterráneos de arena, cámaras de contacto, filtros superficiales de arena etc.

En la fosa séptica, las materias en suspensión en las aguas negras sufren una sedimentación, la materia orgánica se descompone en sustancias más simples por la acción de las bacterias anaeróbicas, que pueden realizar su metabolismo sin necesidad de oxígeno. Las aguas negras son un medio adecuado para su desarrollo, ya que éstas contienen poco oxígeno que es consumido rápidamente sólo pueden actuar las bacterias anaeróbicas en el proceso de descomposición que se presenta en la fosa séptica.

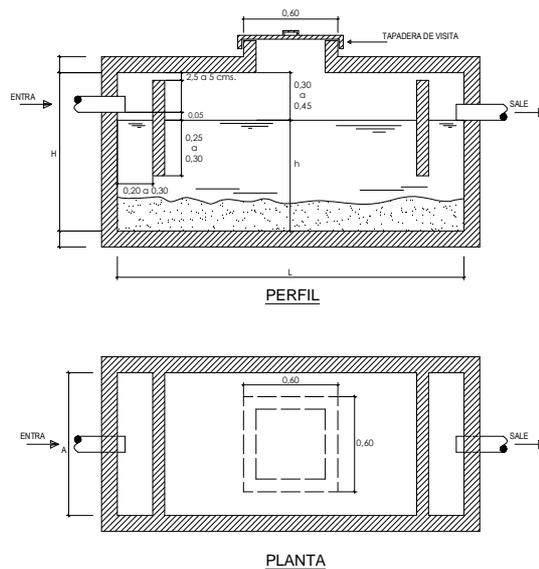
Generalmente de forma rectangular y se diseña para que las aguas permanezcan en ella durante un período de tiempo determinado que varía de 12 a 24 horas, este período se llama período de retención.

Es conveniente que a la entrada y salida de la fosa séptica se coloquen pantallas difusoras; la que se coloca a la entrada sirve para obtener una mejor distribución de las aguas negras y para disminuir su velocidad y evitar perturbaciones dentro de la fosa, la que se coloca a la salida sirve para retener las natas y otros desechos que podrían ser arrastrados por el efluente

Las fosas pueden ser de uno o doble compartimiento. Investigaciones realizadas en fosas con uno y con dos compartimientos, han demostrado que las de dos compartimientos proporcionan una mejor eliminación de los sólidos en suspensión, lo que es de beneficio para una mayor protección del sistema de absorción.

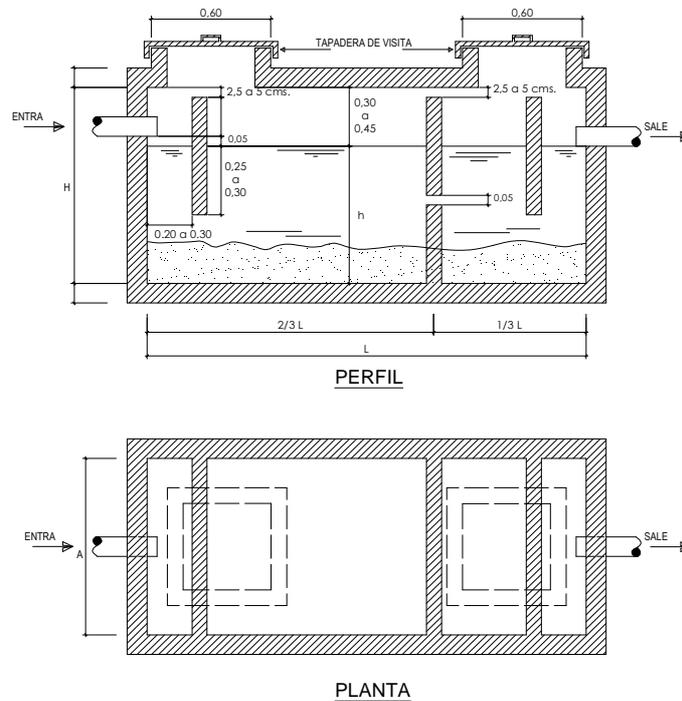
Para su diseño se siguen las mismas normas que para las de un compartimiento, salvo razones de volumen, ya que el primer compartimiento debe tener un volumen recomendable de 2/3 del volumen total de la fosa, y una relación largo-ancho de 3/1 (ver figura 4 y 5).

Figura 4. **Fosa séptica de un compartimiento**



Fuente: CABRERA, Ricardo Antonio, Apuntes de Ingeniería Sanitaria 2, p. 125.

Figura 5. Fosa séptica de dos compartimientos



Fuente: CABRERA, Ricardo Antonio, Apuntes de Ingeniería Sanitaria 2, p. 127.

Para el diseño de la fosa séptica debe tomarse en cuenta los siguientes parámetros:

- El período de retención de 12 a 24 horas
- Lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, de 30 a 60 litros por hora al año
- Relación largo-ancho de la fosa L/A ; de 2/1 a 4/1
- La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional debe de ser de 60 viviendas

Nomenclatura y fórmulas.

T = Período de retención

V = Volumen en litros

Q = Caudal L/día

N = Número de personas servidas

q = Gasto de aguas negras L/h/día

$T = V/Q$

$Q = q \cdot N$

Cálculo de volumen

Para el cálculo del volumen se asume una altura (H), que es la altura útil, es decir, del fondo de la fosa al nivel del agua se toma una relación L/A dentro de los límites recomendados, queda el volumen como:

$$V = ALH$$

A = Ancho de la fosa

L = Largo de la fosa

H = Altura útil

Se conoce la relación L/A se sustituye una de las dos en la fórmula de V y se determina el valor de la otra magnitud.

Por ejemplo, si L/A es igual a 2, entonces $L = 2A$, al sustituir L en la fórmula se tiene:

$$V = 2 \times A^2 \times H \text{ de donde se obtiene el valor del ancho de la fosa.}$$

Cálculo de las fosas sépticas para el proyecto.

- Período de retención 24 horas.
- Gasto 150 l/h/día
- Factor de retorno: 0,80
- Número de habitantes servidos para el sector más poblado: 450
- Lodos 25 l/h/año
- Relación largo/Ancho 2/1
- Período de limpieza 1 año
- Volumen para el líquido

Se sabe que:

$$T = V/Q$$

$$V = QT$$

$$Q = qN$$

En donde:

T = Período de retención

V = Volumen en litros

Q = Caudal l/día

N = Número de personas servidas

q = Caudal domiciliar

Cálculo de caudal

$$Q = qN = 150 \text{ l/h/día} \times 0,80 \times 450 \text{ hab.}$$

$$Q = 54000 \text{ l/día.}$$

Cálculo de volumen

$$V = Q \times T = 54000 \text{ l/día} \times 24 \text{ horas} \times 1 \text{ día}/24 \text{ horas.}$$

$$V = 54000 \text{ litros}$$

$$V = 54,00 \text{ m}^3$$

Cálculo de volumen para lodos.

$$V = N \times \text{gasto de lodos}$$

$$V = 450 \text{ hab.} \times 25 \text{ l / h/año}$$

$$V = 11250 \text{ l}$$

$$V = 11,25 \text{ m}^3. \text{ Para período de limpieza de un año}$$

$$\text{Volumen total} = 54,00 + 11,25 = 65,25 \text{ m}^3,$$

$$V = ALH$$

Como $L/A = 2$ entonces $L = 2A$ al sustituir L en la ecuación de V

$$V = 2 \times A^2 \times H$$

Se asume $H = 2,00\text{m}$ y se despeja A^2

$$A^2 = V/2H$$

$$A^2 = 65,25 / 2 \times 2 = 13,81$$

$$A = 4,05 \text{ m.}$$

Como $L = 2A = 2 \times 4,05 = 8,10 \text{ m}$,

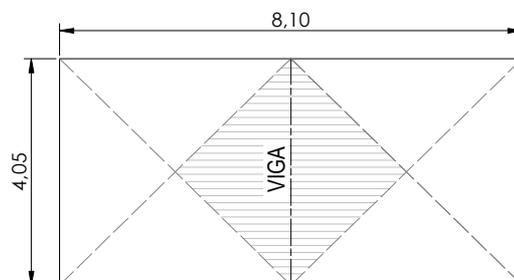
$$A = 4,05 \text{ m}$$

$$L = 8,10 \text{ m}$$

$$H = 2,00 \text{ m,}$$

Diseño de losa

Figura 6. **Distribución de áreas tributarias para viga**



Fuente: elaboración propia.

Espesor (t) = perímetro / 180 = (4,05 x 4) / 180 = 0,09 m

Según el código ACI-318, sección 9.5.3, el mínimo recomendado es de 9 centímetros. En este caso se usara un espesor de 0,1 metros por construcción.

Funcionamiento de la losa:

$m = a / b = 4,05 / 4,05 = 1 > 0,5$; entonces la losa trabajará en dos sentidos.

Integración de cargas:

Carga muerta:

CM = peso propio de losa + acabados

$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3)(0,1\text{m}) + 90 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 330 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

CV = 200 kg/m², considerando una losa accesible y carga viva menor (según Norma ADIES NR-2:200)

Carga muerta última:

$$CM_u = (1,4)(CM) = (1,4)(330) = 462 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva última:

$$CV_u = (1,7)(CV) = (1,7)(200) = 340 \text{ kg/m}^2$$

Carga última total (según código ACI-318, capítulo 9.2.1)

$$CU_t = (1,4)(CM) + (1,7)(CV) = 802 \text{ kg/m}^2$$

Análisis de momentos

$$M_{a-} = (C_{a-})(C_{Ut})(a^2)$$

$$M_{a+} = (C_{a+})(C_{Mu})(a^2) + (C_{a+})(C_{Vu})(a^2)$$

$$M_{b-} = (C_{b-})(C_{Ut})(b^2)$$

$$M_{b+} = (C_{b+})(C_{Mu})(b^2) + (C_{b+})(C_{Vu})(b^2)$$

Donde:

M_{a+} = Momento positivo del lado "a" en kg-m

M_{a-} = Momento negativo del lado "a" en kg-m

M_{b+} = Momento positivo del lado "b" en kg-m

M_{b-} = Momento negativo del lado "b" en kg-m

C_{a+} = Coeficiente para el momento positivo "a" producido en la losa por la carga muerta última (adimensional)

C_{Mu} = Carga muerta última en kg/m

C_{Vu} = Carga viva última en kg/m

Desarrollando:

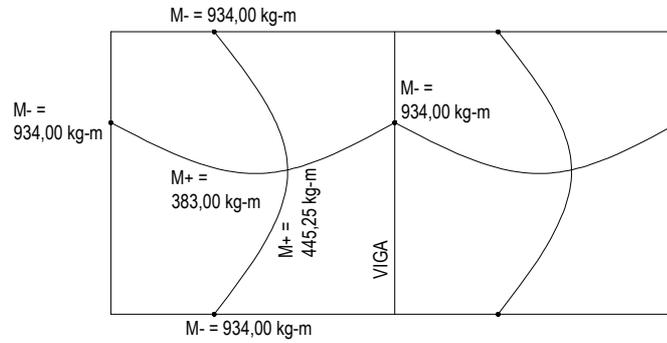
$$M_{a-} = M_{b-} = (0,071)(802)(4,05^2) = 934,00 \text{ kg-m}$$

$$M_{a+} = (0,027)(462)(4,05^2) + (0,032)(340)(4,05^2) = 383,05 \text{ kg-m}$$

$$M_{b+} = (0,033)(462)(4,05^2) + (0,035)(340)(4,05^2) = 445,25 \text{ kg-m}$$

Por simetría es igual al otro tramo de losa.

Figura 7. Distribución de momentos



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del refuerzo

Para protección de la armadura contra la acción del clima y otros efectos se diseñará con un recubrimiento de 2,5 centímetros, para una franja de 1 metro.

Peralte:

$$d = t - \text{recubrimiento} = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ centímetros}$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\text{mín}}} = (40\%)(A_{s_{\text{mín. en viga}}})$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = (40\%) \left(\frac{14,1}{F_y} \right) bd$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = (0,4) \left(\frac{14,1}{2810} \right) (100)(7,5) = 1,51 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} = (3)(t) = (3)(10) = 30 \text{ centímetros}$$

Se calcula el espaciamento, proponiendo varilla No. 3, grado 40

$$1,51 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$$S = \left(\frac{0,71}{1,51} \right) (100) = 47 \text{ cm} > S_{\text{máx}}$$

Entonces se tomará un espaciamiento de 30 centímetros.

Cálculo de la nueva área de acero mínimo con el espaciamiento máximo.

$$A_{s_{\text{mín}}} \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = (100/30)(0,71) = 2,37 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento que resiste el área de acero mínimo.

$$\text{Momento } A_{s_{\text{mín}}} = \phi (A_{s_{\text{mín}}}) (F_y) \left(d - \frac{(A_{s_{\text{mín}}}) (F_y)}{(1,7)(f'c)(b)} \right)$$

$$\text{Momento } A_{s_{\text{mín}}} = 0,9(2,37)(2810) \left(7,5 - \frac{(2,37)(2810)}{(1,7)(210)(100)} \right)$$

Momento $A_{s_{\text{mín}}} = 438,35 \text{ kg-m}$; que es menor al $M = 934,00 \text{ kg-m}$, lo cual usaremos un espaciamiento de 24 cm., y varilla No. 4, grado 40, comprobar con nuevo espaciamiento y varilla.

$$A_{s_{\text{mín}}} = (100/24)(1,27) = 5,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento } A_{s_{\text{mín}}} = 0,9(5,30)(2810) \left(7,5 - \frac{(5,30)(2810)}{(1,7)(210)(100)} \right) = 947,95 \text{ kg-m}$$

Como se puede observar, el momento que resiste el área de acero mínimo es mayor que los momentos que actúan en la losa, por lo tanto, se propone un armado con varillas No. 4 con un espaciamiento de 24 centímetros.

Diseño de la viga

El método utilizado para calcular su peralte depende de la luz que cubre ésta:

$$t_{\text{viga}} = \text{Luz libre de viga} \times 0,08$$

$$= 4,05 \times 0,08 = 0,324 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de:

$$t \text{ viga} = 35 \text{ cm, (se verifica si resiste los efectos de las cargas)}$$

Para la base podemos aplicar 2 criterios de diseño:

$$\text{base / peralte} > 0,25 \leq 0,6$$

$$\text{altura} = 2 \text{ base}$$

$$\text{Base de viga (b)} = 20 \text{ cm.}$$

Se usará una sección de viga = 0,35 x 0,20 m

Cargas sobre la viga

Las cargas que ejerce sobre la viga la encontramos por medio del área tributaria (ver figura 7.), cargas de servicios y peso propio:

$$\text{Área tributaria} = (4,05/2)(4,05) = 8,20 \text{ m}^2$$

CM = peso propio de viga + peso de losa + acabados

$$\text{CM} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0,20 * 0,35 * 4,05/8,20 + 0,1) + 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 412,97 \text{ kg/m}^2 \times 4,05 \text{ m} = 1672,55 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

$$\text{CV} = 200 \text{ kg/m}^2 \times 4,05 \text{ m} = 810 \text{ kg/m}$$

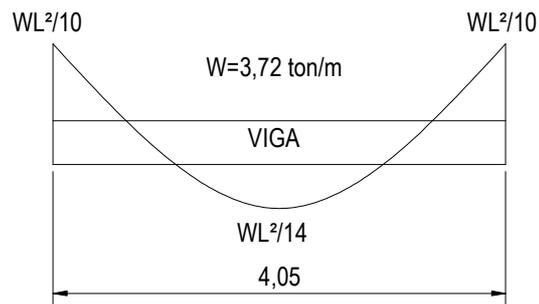
Carga última total (según código ACI-318, capítulo 9.2.1)

$$\text{CUt} = (1,4)(1672,55) + (1,7)(810) = 3718,60 \text{ kg/m}$$

$$\text{CUt} = 3,72 \text{ ton/m}$$

Según el código del ACI-318, capítulo 8.3.3, los momentos son.

Figura 8. **Diagrama de momentos**



Fuente: elaboración propia

Momento negativo = 6,10 ton-m

Momento positivo = 4,35 ton-m

Área de acero de la viga en el momento negativo

$$M_u = 6101 \text{ kg-m}$$

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

$$f'_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

El área de acero requerida se encuentra mediante la fórmula:

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - (M_u \times b) / (0,003825 f'_c)} \right) (0,85 f'_c / f'_y)$$

$$A_s = \left(640 \text{ cm}^2 - \sqrt{(640 \text{ cm})^2 - (6101 \text{ kg-m} \times 20 \text{ cm}) / (0,003825 f'_c)} \right) (0,85 f'_c / f'_y)$$

$$A_s = 8,40 \text{ cm}^2$$

El área de acero máximo será:

$$A_s \text{ máx.} = 0,5\rho_b \times b \times d$$

$$\rho_b = \frac{0,85\Phi(f'c)6\ 090}{f'y(f'y+6\ 090)}$$

Donde $\Phi = 0,90$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,90 \times 210 \times 6\ 090}{2\ 810(2\ 810+6\ 090)} = 0,0391$$

$$A_s \text{ máx} = 0,5 \times 0,0391 \times 20 \text{ cm} \times 32 \text{ cm} = 12,512 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima será:

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1(bd)}{f'y}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1 \times 20 \times 32}{2\ 810} = 3,21 \text{ cm}^2$$

Se tiene como resultado:

$$A_s \text{ req.} = 8,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 12,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 3,21 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo corrido en la cama superior de la viga

$$A_{s_{\text{min}}} = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_s (-) \rightarrow 0,33 \times 8,40 = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomando } A_s = 3,21 \text{ cm}^2, \text{ colocar 2 varillas No. 5} = 3,96 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo corrido en la cama inferior de la viga

$$A_s = 5,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 12,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$50\%A_s (-) \rightarrow 0,50 \times 8,40 = 4,20 \text{ cm}^2$$

$$50\%A_s (+) \rightarrow 0,50 \times 5,80 = 2,90 \text{ cm}^2$$

La diferencia entre el A_s requerido menos el A_s corrido, en ambas camas, se coloca como bastones adicionales al armado existente.

Armado propuesto:

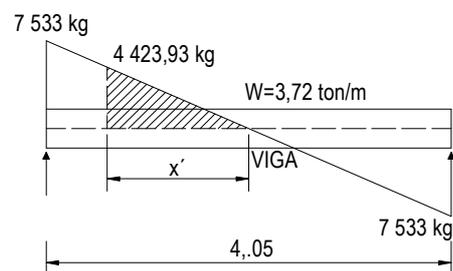
$$M(-) = \text{Se usara 2 varillas No. 5} = 3,96 \text{ cm}^2 + 2 \text{ No. 5} = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$M(+)= \text{Se usara 2 varillas No. 5} = 3,96 \text{ cm}^2 + 2 \text{ No. 3} = 5,38 \text{ cm}^2$$

Diseño a corte

$$\text{Corte (V)} = WL/2 = 7533,00 \text{ kg}$$

Figura 9. **Diagrama de corte**



Fuente: elaboración propia.

Corte que soporta el concreto:

$$V_{cm} = \Phi(0,53\sqrt{f'c}) bd \quad \text{donde } \Phi = 0,90 \text{ para corte}$$

$$V_{cm} = 0,90 \times 0,53 \sqrt{210} \times 20 \times 32$$

$$V_{cm} = 4423,93 \text{ kg}$$

Ya que: $V = 7533,00 \text{ kg} > V_{cm} = 4423,93 \text{ kg}$ se calculara espaciamiento de estribos para este corte.

Calcular a qué distancia resiste corte el concreto:

$$X' = (4423,93)(2,025)/7533 = 1,20 \text{ m}$$

Calcular espaciamiento de estribos

$$S = \frac{A_v \times f_y}{(v_a - v_{cu})b}$$

Calcular el esfuerzo cortante actuante (v_a)

$$V_a = V/bd = 11,77 \text{ kg/cm}^2$$

Calcular el esfuerzo que resiste el concreto (v_{cu})

$$V_{cu} = \Phi 0,53 \sqrt{210} = 6,91 \text{ kg/cm}^2$$

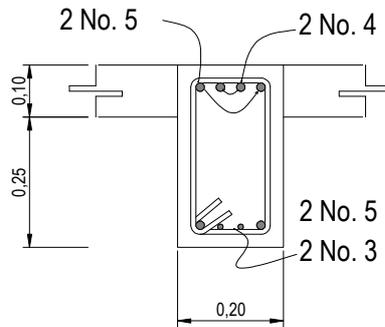
Espaciamiento de estribos

A_v es el área de acero multiplicarlo por 2

$$S = \frac{2(0,71)(2810)}{(11,77 - 6,91)20} = 41,05 \text{ cm}$$

Según el código del ACI-318, capítulo 11.5.4.1, los estribos no deben exceder a $d/2$ de separación, lo cual; nuestros estribos tendrán una separación de 16 centímetros, el primero a $S/2$.

Figura 10. **Sección de viga**



Estribos No. 3 @ 16 cm el primero a S/2

Fuente: elaboración propia.

Diseño de los muros de la fosa

Las paredes del muro se diseñarán como muro de contención por gravedad.

Se analizará el muro de sección $L = 8,10 \text{ m. (A - B)}$.

$$\text{Peso losa en muro} = (802 \text{ kg/m}^2)((4,05\text{m}/2)^2 + (4,05\text{m})(4,05\text{m}/2)) = 9866,10 \text{ kg}$$

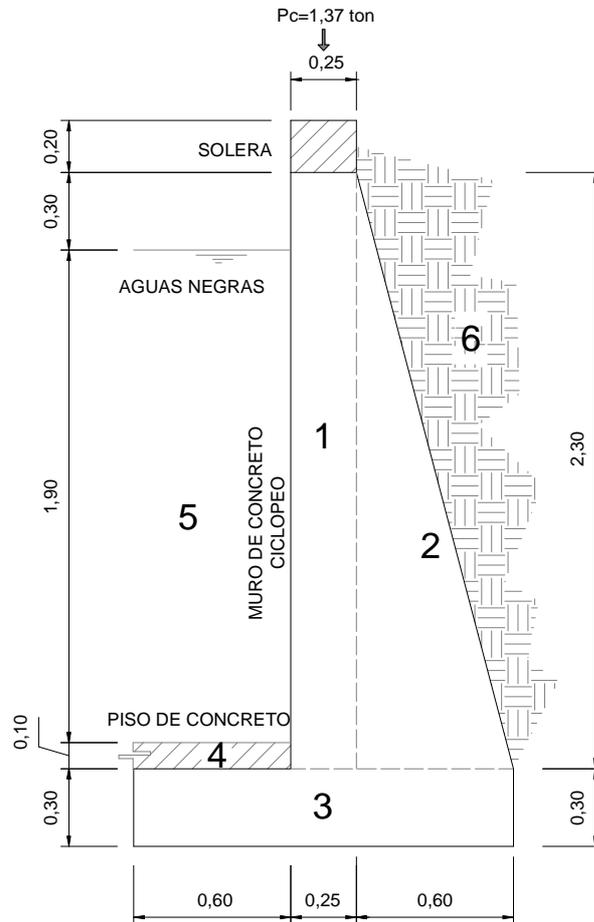
$$\text{Peso de viga en muro} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0,20)(0,25)(2,025) \text{ m}^3 = 243,00 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de solera de corona} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0,20)(0,25)(8,10) \text{ m}^3 = \underline{\underline{972,00}} \text{ kg}$$

$$\text{Carga puntual total (Pc)} = 11081,10 \text{ kg}$$

$$\text{Carga puntual total sobre un metro} = (11081,10\text{kg})(1\text{m})/8,10\text{m} = 1368,00 \text{ kg}$$

Figura 11. Dimensiones de los muros del tanque



Fuente: elaboración propia.

Datos a utilizar en diseño del muro:

Peso específico del agua (γ_{agua})	= $1 \text{ ton} / \text{m}^3$
Peso específico del concreto (γ_c)	= $2,4 \text{ ton} / \text{m}^3$
Peso específico del concreto ciclópeo (γ_{cpeo})	= $2,25 \text{ ton} / \text{m}^3$
Peso específico del suelo (γ_s)	= $1,5 \text{ ton} / \text{m}^3$
Valor soporte del suelo (V_s)	= $15 \text{ ton} / \text{m}^2$
Ángulo de fricción del suelo (ϕ)	= $26,8^\circ$

Tabla III. **Cálculo del momento que se produce en el punto 0**

fig.	Área(m ²)	ps(t/m ³)	W(t/m)	brazo(m)	Momento
1	0,58	2,25	1,29	0,73	0,94
2	0,69	2,25	1,55	1,05	1,63
3	0,44	2,25	0,98	0,73	0,71
4	0,06	2,4	0,14	0,30	0,04
5	1,14	1	1,14	0,30	0,34
6	0,69	1,5	1,04	1,25	1,29
Pc			1,37	0,73	0,99
			Σ = 7,51	Σ = 5,95	

Fuente: elaboración propia.

La presión que ejerce el suelo es llamada presión activa (Pa)

$Pa = \gamma_s (h^2) Ka$; usando la teoría de Rankine

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}26,80^\circ}{1 + \text{sen}26,80^\circ} = 0,38$$

$$Kp = 1/Ka = 1/0,38 = 2,64$$

$$Pa = 1,5(2,6^2)(0,38)/2 = 1,92 \text{ ton/m}$$

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

$$Mact = Pa (h)/3 = 1,92 (2,6)/3 = 1,66 \text{ ton-m/m}$$

La presión que ejerce el agua es llamada presión pasiva (Pp)

$$Pp = \gamma_{\text{agua}} (bh / 2) Kp = 1 \text{ ton / m}^3 (2,025)(1,90)(2,64)/2 = 5,02 \text{ ton/m}$$

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

$$Mp = Pp (h)/3 = 5,02 \text{ ton/m} (1,90/2) = 3,18 \text{ ton-m}$$

Verificaciones de estabilidad

- Verificación de estabilidad contra volteo $F_{sv} > 1,5$
 $F_{sv} = MR/Mact = (5,95 + 3,18) / 1,66 = 5,50 > 1,5$ Ok
- Verificación de estabilidad contra deslizamiento $F_{sd} > 1,5$
 Coeficiente de fricción (Cf)
 $Cfs = 0,9 \tan \varphi = 0,9 \tan 26,8^\circ = 0,45$ m
 Fuerza de fricción $F_{fr} = Cfs(R) = 0,45 (7,51) = 3,38$ kg
 $F_{sd} = F_{fr}/Pa = (3,38 + 5,02) / 1,92 = 4,37 > 1,5$ Ok
- Verificación de presión máxima y mínima sobre el suelo
 $P_{m\acute{a}x} < V_s$
 $P_{m\acute{i}n} > 0$
 Coordenadas d la resultante:
 $x = (MR - Mact)/R = (5,95 + 1,66)/7,51 = 1,01$ m
 Excentricidad:
 $e = Base/2 - x = 1,45/2 - 1,01 = - 0,28$
 $P_{m\acute{a}x} \text{ y } m\acute{i}n = R/B \pm 6Re/B^2$
 $P_{m\acute{a}x} = 7,51/1,6 (1 - 6(0,28)/1,6) = -0,23 \text{ ton/m}^2 < 15 \text{ ton/m}^2$ Ok
 $P_{m\acute{i}n} = 7,51/1,6 (1 + 6(0,28)/1,6) = 9,62 \text{ ton/m}^2 > 0$ Ok

2.1.9. Planos

La elaboración de planos finales se realizó en Autocad, se encuentran en los anexos y contienen todos los detalles de la planta general y planta-perfil del terreno. En la planta se colocaron todos los datos necesarios para la localización de pozos de visita, estaciones topográficas, dirección del flujo, distancias entre pozos de visita, caudal y diámetro de tubería que existe entre los pozos de visita; en el perfil se especifican los diferentes niveles de altura entre pozos de visita, cotas Invert, cota del pozo de visita, pendiente de la tubería, pendiente del terreno natural y el diámetro de tubería entre los pozos de visita.

Para completar el juego de planos, se dibujaron detalles típicos de pozos de visita, caja de inicio, pozos rompe presión y fosa séptica.

2.1.10. Presupuesto y cronograma físico financiero de ejecución

Para la elaboración del presupuesto, se encontraron los renglones de trabajo, se realizaron las cuantificaciones de cada renglón del proyecto de drenaje sanitario y luego se calcularon los costos directos. Con estos resultados, se establecieron las relaciones físico financieras que deben existir entre ellos para el éxito del proyecto estipulando un tiempo para su ejecución de 7 quincenas.

Los precios de los materiales se cotizaron de acuerdo al lugar y la fecha en que se realizó el estudio, para integrar el presupuesto total de la obra, se procedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales según los detalles de los planos.

2.1.11. Evaluación socioeconómica

Cuando se analizan los costos se determina el impacto socioeconómico del proyecto; es decir, se enfatizará en los beneficios de los habitantes, con la prevención de enfermedades, y por ende gastos médicos; es aquí donde se dará el enfoque principal al problema. Como todo proyecto de beneficio comunitario, debe involucrarse a los beneficiarios directos; en la construcción del sistema de drenaje, deben aportar la mano de obra no calificada, también se deben involucrar en la parte legal del proyecto, gestionando los derechos de paso de la tubería de drenaje.

Además, la comunidad debe comprometerse en hacer sostenibles el proyecto, para darle mantenimiento y operación; éste compromiso radica en concienciar a los beneficiados del pago de una cuota por el servicio de drenaje con un monto considerable, determinado luego de analizar las características socioeconómicas de la comunidad.

Se tiene por otra parte el impacto económico social del proyecto, donde se analiza no solo el costo monetario, sino las bondades desde el punto de vista de los aspectos que tienen impacto en la colectividad, los cuales son:

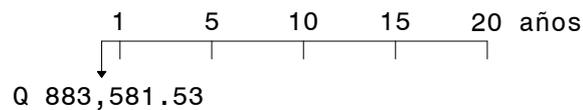
- El ahorro familiar de las personas de la comunidad será incrementado al disminuir los gastos de medicina para aliviar enfermedades como cólera, paludismo, dengue, etc., son generadas por el agua residual no tratada.
- Se garantiza que el agua residual que generará éste sistema de drenaje no contamine el agua que se consume en esta localidad, pues se contará con una constante vigilancia y mantenimiento.
- Mejorará la calidad de vida de los habitantes, higiene y salud, que incidirán en el desarrollo de la comunidad.
- Habrá bienestar de la comunidad por contar con el servicio de drenaje.

Por lo tanto, los beneficios del proyecto van en función de mejorar la calidad de vida de los miembros de la comunidad, no en el beneficio económico que de éstos pueda obtenerse.

2.1.11.1. Valor Presente Neto (VPN)

El método del Valor Presente Neto es muy utilizado por dos razones: la primera, porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos. Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés o por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia.

Figura 12. **Esquema de ingresos y egresos económicos para el proyecto**



Fuente: elaboración propia.

$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 883581,53$$

$$\text{VPN} = - 883581,53$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

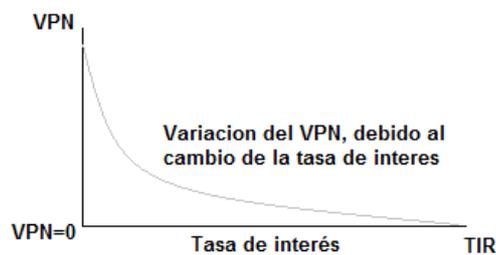
2.1.11.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

2.1.11.3. Variación del VPN debido a la TIR

A partir del siguiente gráfico, se puede observar que los cambios en la tasa de interés, ocasionarán variaciones en el VPN y donde al incrementar la tasa de interés, los valores de VPN, se van reduciendo, hasta llegar al punto en que iguala su valor a cero y deja de ser rentable.

Figura 13. Gráfico de la variación del VPN



Fuente: elaboración propia.

La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$(P-L) (R/P, i\%, n) + L \times i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

Valor Presente de Costos = Valor Presente de Ingresos

Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4,5 por ciento, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

2.1.12. Impacto ambiental

Las acciones humanas son los principales motivos que han producido que un bien o recurso natural sufra cambios negativos. Ahora los recursos naturales se encuentran amenazados en todos los sentidos; el agua, suelo, aire son recursos que están siendo afectados por medidas o acciones sin previos estudios que permitan mitigar estos impactos, la minimización del impacto

ambiental es un factor preponderante en cualquier estudio que se quiera hacer en un proyecto o acción a ejecutar, con esto se logrará que los efectos secundarios pueden ser positivos y, menos negativos.

2.1.12.1. Marco legal

Decreto número 68-86

Artículo 8.- (reformado por el decreto del congreso numero 1-93). Para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación de impacto ambiental, realizado por técnicos en la materia y aprobado por la comisión del medio ambiente.

2.1.12.2. Importancia de una evaluación de impacto ambiental

Toda obra civil trae consigo implícitamente una variedad de factores que pueden afectar, distorsionar, degradar o producir deterioro a los recursos naturales renovables, no renovables, ambiente o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental, realizado por técnicos en la materia y aprobado por la comisión de medio ambiente respectiva.

2.1.12.3. Definición de estudio de impacto ambiental

Es un proceso de análisis que pronostica los futuros impactos ambientales negativos y positivos de acciones humanas permitiendo seleccionar las alternativas que maximicen los beneficios y minimicen los impactos adversos. Tiene como propósito primordial detectar todas las consecuencias significativas, benéficas y adversas de una acción propuesta para que quienes toman decisiones cuenten con elementos científico-técnicos que les apoyen para determinar la mejor opción.

De los proyectos o actividades que ingresan al sistema de Evaluación de Impacto Ambiental, requerirán la elaboración de un Estudio de Impacto Ambiental, si generaran o presentaran a lo menos uno de los siguientes efectos, características o circunstancias:

- Riesgo para la salud de la población, debido a la cantidad y calidad de los efluentes, emisiones o residuos.
- Efectos adversos significativos sobre la cantidad y calidad de los recursos naturales renovables, incluidos el suelo, agua y aire.
- Reasentamiento de comunidades humanas, o alteraciones significativas de los sistemas de vida y costumbres de grupos humanos.
- Localización cercana a localidad, recursos y áreas protegidas susceptibles de ser afectados, así como el valor ambiental del territorio en que se pretende emplazar.

- Alteración significativa, en términos de magnitud o duración, del valor paisajístico o turístico de una zona.
- Alteración de monumentos, sitios con valor antropológicos, arqueológicos, histórico y, en general, los pertenecientes al patrimonio cultural.
- Alteración de monumentos, sitios con valor antropológicos, arqueológicos, histórico y, en general, los pertenecientes al patrimonio cultural.

Hay diversos formatos para elaborar informes de impacto ambiental; sin embargo, en nuestra legislación es muy común utilizar la matriz modificada de Leopold, la cual analiza los diversos elementos (medio ambiente, sociales, económicos) que interactúan en la obra civil. Dichos elementos se encuentran estratégicamente clasificados, para que, el profesional que haga el estudio, sepa identificar el impacto que tendrá la obra, así como la magnitud de la misma. A continuación, se procede a proponer las medidas de mitigación que se adoptarán para desaparecer o reducir el impacto adverso que ocasionará el proyecto civil respectivo.

Tabla IV. **Matriz modificada de Leopold para el proyecto de drenaje**

ELEMENTOS AMBIENTALES	Etapa de construcción			Etapa de Funcionamiento		
	A	B	N	A	B	N
I. MEDIO AMBIENTE						
1. Tierras						
a. Topografía			*			*
b. Suelo	-			-		
c. Erosión y sedimentación			*			*
2. Microclima			*			*
3. Aguas						
a. Ríos			*			*
b. Aguas subterráneas			*			*
c. Calidad de aguas			*			*
4. Ecosistema						
a. Flora						
- Vegetación natural	-			-		

Continuación de la tabla IV.

- Cultivos	-			-		
b. Fauna						
- Mamíferos y aves			*			*
- Peces organismos acuáticos			*			*
c. Biodiversidad						
- Peligro de extinción			*			*
- Especies migratorias			*			*
5. Desastres naturales						
II. MEDIO AMBIENTE SOCIO-ECONÓMICO						
1. Población						
a. Población en peligro			*			*
b. Re-asentamiento			*			*
c. Poblaciones migratorias			*			*
2. Uso de la tierra	-			-		
3. uso del agua			*			*
4. Actividades productivas						
a. agricultura			*			*
b. Pecuaria			*			*
c. Pesca			*			*
d. Agroindustria			*			*
e. Mercado y comercio		+				*
5. Empleo		+				*
6. Aspectos culturales			*		+	
7. Historia y arqueología			*			*
8 Turismo			*			*
III. PROBLEMAS AMBIENTALES						
1. Contaminación del aire			*	++		
2. Contaminación del agua			*	++		
3. Contaminación del suelo	-					*
4. Ruido y vibración	-					*
5. Hundimiento del suelo			*			*
6. Mal olor			*	++		

Fuente: elaboración propia.

Nomenclatura:

- ++ Impacto positivo grande
- + Impacto positivo pequeño
- * Neutro
- Impacto negativo pequeño
- Impacto negativo grande

A	adverso
B	benéfico
N	neutro

A continuación se presentan las variables que influyen de manera adversa en el proyecto de drenaje sanitario, además, se presenta la medidas de mitigación aplicables, para lograr un impacto ambiental negativo mínimo.

Medio ambiente

Tierras

- El suelo será afectado negativamente en la etapa de construcción debido a excavación de zanja.
- La erosión y sedimentación serán afectadas negativamente durante la fase de construcción por las zanjas para instalación de tuberías.

Mitigación

- El suelo extraído debido la excavación por zanqueo, se incorporará de nuevo a las mismas y el sobrante se esparcirá al terreno.

Aguas

Aguas subterráneas

Estas se verán afectadas debido la colocación de tubería y construcción de pozos de visita.

Mitigación

La colocación de tubería se realizará siguiendo las instrucciones de encargado de la obra, ya que de no efectuarse con las normas de calidad exigidas, existe la posibilidad de ruptura de la tubería y filtración en los puntos de unión de la misma, ocasionando de esta manera, contaminación del manto freático.

Ecosistema

Vegetación natural y cultivos

La vegetación propia del lugar tendrá un impacto negativo pequeño, ya que la cualquier tipo de vegetación o cultivo existente, será desaparecerá en la fase de excavación.

Medidas de mitigación

Se propone la forestación y jardinería de áreas circunvecinas con especies propias de la región.

2.1.12.4. Plan de seguridad para la salud humana

Para asegurar el bienestar físico y mental del trabajador en la fase de construcción del proyecto, se recomienda para todo el personal (ingeniero residente, peones, maestro de obra, operadores de maquinaria, entre otros.) no consumir bebidas alcohólicas durante la jornada laboral.

Durante las actividades de riesgo deben utilizarse equipo para prevenir accidentes, como: guantes, casco, mascarillas y además se recomienda, en caso de laborar jornada doble, utilizar suficiente iluminación artificial y chalecos reflectivos.

La empresa promotora debe contar con botiquín de primeros auxilios, en caso de una emergencia o accidente, que contenga cómo mínimo, lo siguiente:

- Termómetro oral
- Gasas estériles
- Vendas elásticas
- Aspirinas y analgésicos
- Alcohol
- Desinfectantes
- Esparadrapo
- Tijeras
- Algodón y torniquete.

2.2. Diseño salón comunal, aldea Chitá

Un salón comunal es un lugar de reunión con carácter social, cultural y/o religioso dedicado a la población en general. Dado que la aldea de Chitá; no cuenta con una instalación adecuada para tal efecto, se presenta una propuesta de solución en el presente diseño.

2.2.1. Diseño arquitectónico

Con la determinación del diseño arquitectónico se define la distribución de los diferentes ambientes que forman parte del salón comunal. Esta distribución debe hacerse con el fin de proporcionar un lugar cómodo y funcional para su

uso. Para ser efectivo este objetivo se tomaron como guía las Normas de la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales (AGIES) y el código ACI.

El edificio del salón comunal se ha diseñado de acuerdo con las necesidades que la comunidad tiene. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador y aportes de la comunidad. Para el caso del salón comunal se ha logrado concluir que se necesita un escenario, baños-vestidores, un área para taquilla, tienda, el resto de espacio se destinará para uso público.

Los resultados del diseño arquitectónico, sobre la base de los criterios de las normas utilizadas, se presentan en los planos.

2.2.1.1. Ubicación del edificio

El área destinada para el edificio del salón comunal cubre una área de 766,40 metros cuadrados, para aprovechar al máximo el área disponible para su construcción y lograr albergar la máxima cantidad de personas se estará utilizando el 75 por ciento de dicha área, el resto para parqueo. El terreno donde se construirá el edificio se encuentra localizado en la entrada de la comunidad, lo cual se considera como la mejor opción por facilidad de construcción y acceso.

2.2.1.2. Dimensionamiento

La forma y distribución de los ambientes dentro del edificio se hace del modo tradicional, es decir; considerando la forma que más se adaptada a la necesidad de la comunidad. El diseño del edificio contará con los siguientes

ambientes: escenario, tienda-taquilla, baños-vestidores y el resto del área para el público.

El dimensionamiento se hará de la mejor manera posible, para brindar comodidad, seguridad y cubrir las necesidades que la comunidad ha planteado con la realización de este proyecto.

Las dimensiones que se le darán a cada área deberán cumplir con los siguientes objetivos.

1. Garantizar que cada ambiente esté provisto de todas aquellas facilidades que se consideren indispensables.
2. Garantizar que la dimensión de los ambientes permita la colocación correcta de los elementos que serán parte de ellos, sin menoscabo de una fácil circulación y de los espacios de acomodamiento adecuados.

2.2.1.3. Altura del edificio

Considerando que la región donde se encuentra ubicada la comunidad es una zona cálida y teniendo en cuenta las dimensiones del salón; la altura final del salón será de 4,30 metros en los extremos y en la parte central tendrá 6,00 metros, a partir del nivel de referencia adoptado, para el efecto se tomo como base los criterios de la tabla que a continuación se presenta:

Tabla V. **Alturas recomendadas de techos o entrepisos**

TIPO DE PROYECTO	CLIMA TEMPLADO O FRIO	CLIMA CALIDO
Edificio municipal	2,65	3,00
Mercado		
Locales fijos	2,65	3,00
Piso de plaza cubierto	3,50	3,50 – 5,00
Centro de uso comunitario		
Salón social	4,00	5,00 – 5,75
Salón social + deportivo	6,00 libres en cancha	Igual criterio
Otros ambientes	2,75	3,20
Rastro		
Área de faenado aéreo	4,50	4,50
Otros ambientes	2,85	3,00

Fuente: JORDÁN ZABALETA, Mario René. Propuesta de normas de diseño para edificios de uso público en los municipios de la República de Guatemala. p. 49.

2.2.1.4. Sistema estructural a utilizar

El sistema estructural a utilizar en el diseño del salón comunal será tomando en cuenta factores tales como: economía, estética, velocidad de construcción, uso del edificio y dimensiones del terreno.

La estructura estará formada por una cubierta de lámina galvanizada que descansa sobre tendales y costaneras de acero con perfil c, los muros se proyectaron con estructura de mampostería reforzada que transmite las cargas al suelo por medio de una base formada de cimiento corrido.

2.2.2. Criterio de diseño

Los criterios de diseño a utilizar serán los indicados en las Normas de la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales (AGIES) y el código ACI.

En el diseño de las costaneras y dentales serán de acero con perfil c, se tomara en cuenta datos comerciales para sus propiedades.

En las columnas, se utilizará concreto con una resistencia de 210 kilogramos por centímetro cuadrado y un acero estructural de grado 40 que es igual a 2810 kilogramos por centímetro cuadrado. Para el valor soporte del suelo, se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie cúbico, a una profundidad de 0,80 metros, se realizó el ensayo de compresión triaxial y con los resultados datos se diseña el cimiento.

Los elementos de mampostería a usar serán: block pómez con las dimensiones siguientes: 0,19 x 0,19 x 0,39 centímetros

2.2.3. Diseño de la estructura de techo

El techo o cubierta es la parte de la edificación que cierra y protege superiormente al edificio, contra las inclemencias del tiempo, como: lluvia, calor, y frío. La forma del techo será a dos aguas con lámina de zinc, que es la más común en el medio por su facilidad de trabajo y colocación. La pendiente mínima es de 15 por ciento y la pendiente máxima es de 27 por ciento, para este caso se tiene lo siguiente:

$$P = H / L$$

Donde:

H = altura de cubierta

L = distancia

P = pendiente

Entonces:

$$P = 1,80 / 9,00 = 0,20 = 20\%$$

Por lo que la pendiente diseñada se encuentra entre las pendientes mínimas y máximas recomendadas.

La propuesta en la elaboración de la cubierta es usar un tendal con perfil de doble costanera, soldado con base 4 x altura 8 x grosor 1/16 pulgadas, costanera perfil C de 2, x 4, x 1/16, pulgadas y cubierta de lámina de zinc de 12 pies de largo, con ancho Standard de 2,74 pies, calibre 28 y su peso es de 1,32 libra por pie cuadrado.

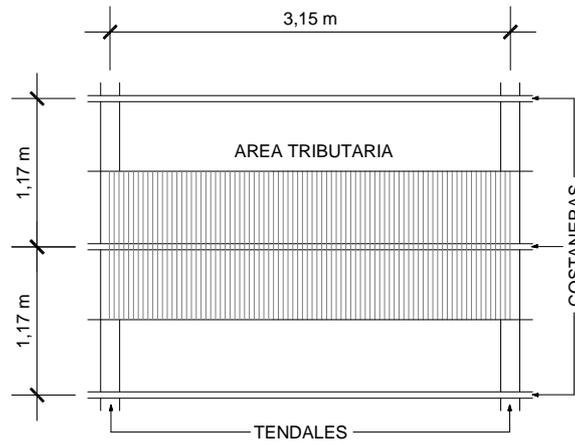
De acuerdo con la longitud de las láminas, tiene que existir un apoyo en el traslape de las mismas; este traslape debe ser como mínimo de 15 centímetros, se usará lámina de 12 pie= 3,65 metros menos el traslape de 0,15 metros; entonces la separación máxima entre costaneras será de: $(3,65 - 0,15) = 3,50$ m. Se moduló la separación de las costaneras y se propone de 1,17 metros a ejes de costaneras, tomando en cuenta la seguridad de las personas que pudieran hacer reparaciones en la cubierta en un futuro.

2.2.3.1. Diseño de las costaneras

Costanera perfil C de 2" x 4" x 1/16"

Para calcular la carga uniformemente distribuida (W) que actúa sobre cada costanera, es necesario determinar el área tributaria y las cargas por unidad de superficie del techo.

Figura 14. Área tributaria de costaneras



Fuente: elaboración propia.

Carga muerta

$$\text{Peso lámina} = 1,32 \text{ l/pie}^2$$

$$\text{Separación entre costaneras a ejes} = 1,17 \text{ m} = 3,84 \text{ pies}$$

$$\text{CM} = (1,32 \text{ l/pie}^2)(3,84 \text{ pies}) = 5,07 \text{ l/pie}$$

Peso propio

Suponiendo una costanera de 2" x 4" x 1/16"

$$\gamma_{\text{acero}} = 7,85 \text{ ton/m}^3 = 490 \text{ l/pie}^3$$

$$\text{pp} = (2 \text{ bases} + \text{peralte}) (\text{espesor}) (\text{peso específico})$$

$$\text{pp} = \left(2 \left(\frac{2}{12} \right) \text{ pie} + \left(\frac{4}{12} \right) \text{ pie} \right) \left(\frac{1}{16} \right) \text{ pie} \times (490 \text{ l/pie}^3) = 1,70 \text{ l/pie}$$

Cargas por instalaciones

$$W_{\text{ins}} = 12\% \text{CM} = 0,12 \times 5,07 \text{ l/pie} = 0,60 \text{ l/pie}$$

Carga por viento

El viento puede actuar en cualquier dirección y debe investigarse cuál es la dirección que produce efectos desfavorables en la estructura; estas cargas laterales varían en magnitud según la localidad geográfica, la altura sobre el terreno, el tipo de terreno que rodea al edificio, etc.

Las presiones de viento se suponen en general uniformemente aplicadas a la superficie de barlovento de los edificios; en Guatemala las velocidades mínimas de diseño para cargas de viento son las que se presentan en la tabla siguiente (según AGIES).

La presión del viento en un edificio puede estimarse con la siguiente expresión que está dada en el sistema internacional (según AGIES):

$$q = 0,004819 V_z^2$$

Donde:

V_z = velocidad del viento en km/h

q = carga del viento por unidad de superficie, (kg/m^2)

$$q = (0,004819) (65 \text{ km/h})^2 = 20,36 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$W_v = (20,36 \text{ kg}/\text{m}^2) (1,17 \text{ m}) = 23,82 \text{ kg}/\text{m} = 16,00 \text{ l}/\text{pie}$$

Tabla VI. **Valores para Guatemala de registros de vientos**

ZONA	MÁXIMAS RÁFAGAS (km/h)	PROMEDIO ANUAL (km/h)
Norte	57,46	9,70
Centro	59,31	9,10
Sur	64,87	17,40
Oriente	53,75	10,20
Occidente	57,46	19,00

Fuente: Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales (AGIES).

Carga viva

La carga viva para este caso se tomará como 50kilogramo por metro cuadrado, según Norma AGIES NR-2:200, que comprende a:techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)

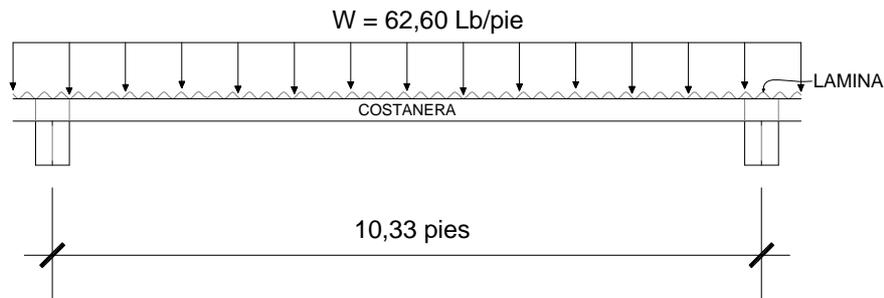
$$CV = 50\text{kg/m}^2 \times 1,17 \text{ m} = 58,50\text{kg/m} = 39,24\text{l/pie}$$

Carga lineal total

$$W = CM + pp + W_{INS} + Wv + CV$$

$$W = 5,07 + 1,70 + 0,60 + 16,00 + 39,24 = 62,60\text{l/pie}$$

Figura 15. **Carga uniformemente distribuida sobre costanera**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de momento (M)

Se asume que la costanera se comporta como una viga simplemente apoyada en sus extremos, por lo que el momento se encuentra:

$$M = \frac{Wl^2}{8}$$

Donde:

W = carga uniformemente distribuida sobre la costanera

l = longitud de costanera

$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{(62,60)(10,33)^2}{8} = 835,00 \text{ l.pie} = 10020 \text{ l-pulg}$$

2.2.3.2. Análisis estructural de costanera

La costanera se debe diseñar para soportar flexión, esfuerzo cortante y deflexión sin deformarse, por lo que se chequea si cumple estos requisitos.

Verificación por flexión

La flexión se refiere a la deformación que sufre el eje neutro de la costanera debido a la carga que soporta. La costanera será apropiada para soportar la flexión si el modulo de sección de la costanera (S_x) es igual o mayor que el modulo de sección calculado (S)

Calculo de modulo de la sección (S).

El módulo de la sección se encuentra dividiendo el momento entre el esfuerzo permisible del acero:

$$S = M/f$$

Donde:

S = módulo de sección calculado

M = momento actuante

f = esfuerzo permisible del acero de costanera = 20000 l/pulg²

o también $f = (0,6)f_y$, (según AISC 360-05) el acero de costanera

$f_y = 36000$ psi

Comprobando, tenemos: $f = (0,6) (36000 \text{ l/pulg}^2) = 21600 \text{ l/pulg}^2$

$$S = \frac{M}{f} = \frac{10\,020 \text{ l.pulg}}{20\,000 \text{ l/pulg}^2} = 0,50 \text{ pulg}^3$$

Datos de costaneras comerciales

Con la siguiente tabla se presentan los datos para el análisis de la costanera a utilizar, para optimizar y garantizar que las cargas que se tendrán que soportar estarán bajo control. Es necesario conocer algunas propiedades importantes de las costaneras.

Tabla VII. Datos de costaneras comerciales

Costanera tipo C	Altura A+B+2C (pulg.)	Espesor (t)	Área (plg ²)	Ix (plg ⁴)	Iy (plg ⁴)	Sx (plg)	Sy (plg ³)
A=4" B=2" C=½" t=1/16"	7,00	0,0625	0,44	1,79	0,0001	0,51	0,00
A=5" B=2" C=½" t=1/16"	8,00	0,0625	0,50	2,67	0,0002	0,67	0,01
A=6" B=2" C=½" t=1/16"	9,00	0,0625	0,56	3,80	0,0002	0,84	0,01
A=7" B=2" C=½" t=1/16"	10,00	0,0625	0,63	5,21	0,0002	1,04	0,01
A=8" B=2" C=½" t=1/16"	11,00	0,0625	0,69	6,93	0,0002	1,26	0,01
A=9" B=2" C=½" t=1/16"	12,00	0,0625	0,75	9,00	0,0002	1,50	0,01
A=10" B=2" C=½" t=1/16"	13,00	0,0625	0,81	11,44	0,0003	1,76	0,01

Fuente: SANTISTEBAN, Luis, Diseño del abastecimiento de agua potable y salón comunal de la comunidad San Rafael Cacaotal, p. 87.

Comparando el módulo de sección calculado (S) con los valores que pertenecen a la columna (Sx) de la tabla anterior, se observa a que sección de costanera se puede adecuar, para este caso S es igual a 0,50pulgadas cubicas y el valor más cercano es Sxes igual 0,51 pulgadas cubicas que pertenece a la costanera propuesta, que es de 2" x 4" x 1/16".

Chequeo por cortante

Corte es la intensidad de la fuerza que actúa tangencial o paralelamente a la superficie de la viga (conocido también como esfuerzo cortante). Normalmente si es una carga uniformemente distribuida, las reacciones serán:

$$R_1=R_2=\frac{WL}{2}$$

Si:

$$W = 62,60/\text{pie} \quad \text{y} \quad L = 10,33 \text{ pies}$$

Entonces:

$$R_1=R_2=\frac{(62,60 \text{ l/pie})(10,33 \text{ pies})}{2}=323,33 \text{ l}$$

Cálculo de cortante (T)

Existe la condición de que el cortante promedio no debe exceder a 14500 lb/plg², para acero A36 (código ASTM-A-36).

$$T=\frac{R_1}{\text{Área de la sección}}=\frac{262,38 \text{ l}}{0,44 \text{ pulg}^2}=734,80 \text{ l/pulg}^2$$

Verificación por deflexión

La distancia perpendicular del eje neutro de la costanera hasta el punto más lejano de la elástica (ver figura siguiente) se conoce como deflexión. La deflexión real debe ser menor que la deflexión permisible, $\delta_r < \delta_p$. Los valores de cada una de estas se encuentran como se describe a continuación:

Deflexión real (δ_r)

$$\delta_r=\frac{5WL^4}{384EI}$$

Donde:

W = carga uniformemente distribuida

L = longitud de costanera

E = módulo de elasticidad del acero (29 000 000 l/pulg²)

I = inercia de la costanera (ver tabla VII)

Se necesita hacer algunas conversiones:

$$W = 62,60 \text{ lb/pie} = 5,22 \text{ l/pulg}$$

$$L = 10,33 \text{ pies} = 123,96 \text{ pulg}$$

$$E = 29000000 \text{ l/pulg}^2$$

$$I = 1,79 \text{ pulg}^4 \text{ (ver tabla V)}$$

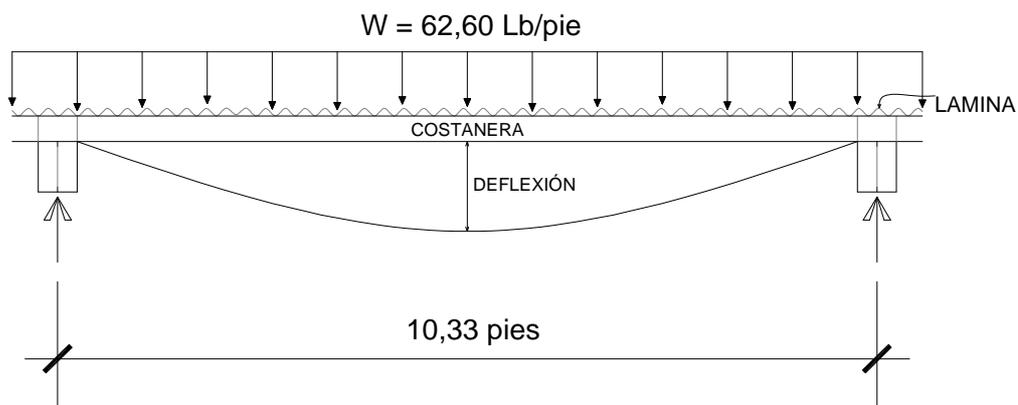
$$\delta_r = \frac{5(5,22)(123,96)^4}{384(29\,000\,000)(1,79)} = 0,30 \text{ pulg}$$

Deflexión permisible (δ_p)

$$\delta_p = \frac{L}{360} = \frac{123,96}{360} = 0,34 \text{ pulg}$$

Comparando resultados: la sección propuesta es apropiada, ya que la deflexión real es menor que la deflexión permisible. $\delta_r < \delta_p = 0,30 \text{ pulg} < 0,34 \text{ pulg}$

Figura 16. **Deflexión en costanera**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de tensores

Estos contrarrestan el volteo de la costanera, encontrando su radio de giro (R) con la siguiente ecuación:

$$R = \sqrt{I/A}$$

Donde:

$$I = \text{inercia del perfil} = 1,79 \text{ plg}^4$$

$$A = \text{área total del perfil} = 0,44 \text{ plg}^2$$

$$\text{Tenemos: } R = \sqrt{(1,79/0,44)} = 2,0 \text{ plg}$$

Utilizando las cargas que soportan la costanera, calculamos la carga perpendicular con sumatoria de momentos en un punto cero y con varilla de 3/8", que tiene un área de 0,11 pulgada cuadrada, encontramos su esfuerzo a tensión.

$$W = 62,60 \text{ lb/pie} \times 10,33 \text{ pie} = 646,65 \text{ lbs.}$$

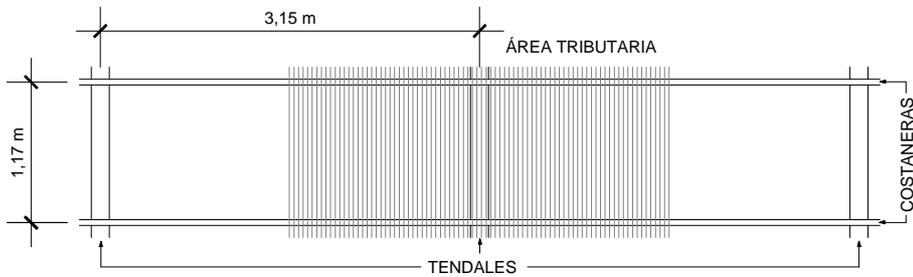
$$\Sigma M_0 = 0 ; 1 \text{ plg} \times 646,65 \text{ lbs} = 2 \text{ plg} \times F ; F = 323,33$$

$$T = F/A = 323,33 \text{ lbs}/0,11 \text{ plg}^2 = 2939,32 \text{ lbs/plg}^2 < \text{tensión máx. del acero}$$

2.2.3.3. Análisis estructural de tendales

Los tendales para el presente caso son vigas simplemente apoyadas con una sección cerrada (costaneras "C" dobles), con base 2" x altura 8" x grosor 1/16",

Figura 17. **Área tributaria que actúa sobre cada nudo de un tendal**



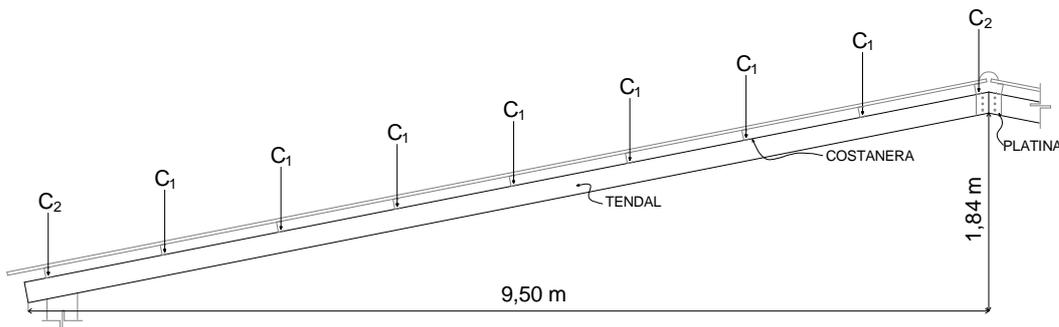
Fuente: elaboración propia.

$$\text{Área tributaria} = (1,17/2 + 1,17/2) (3,15/2 + 3,15/2) = 3,68 \text{ m}^2$$

En este caso el área tributaria por la carga total sobre la estructura, se transformará en una fuerza puntual aplicada en cada nudo, que se llamarán C1 y C2; además se debe considerar la longitud total de un tendal (L), que se calcula a continuación.

Para entender mejor el cálculo de L, se observa la figura siguiente:

Figura 18. **Perfil de armadura de techo**



Fuente: elaboración propia.

$$L = \sqrt{(1,84^2 + 9,50^2)} = 9,67\text{m}, \text{ que es la longitud total del tendal.}$$

Cargas

Las cargas que ejercen sobre el dintel son: la carga uniformemente distribuida sobre la costanera + el peso propio del dintel.

Suponiendo una costanera de 4" x 8" x 1/16" (ver sección de costanera en figura 11)

$$\gamma_{\text{acero}} = 7,85 \text{ Ton/m}^3 = 490 \text{ lb/pie}^3$$

$$\omega_{\text{pp}} = 2 \left((2 \text{ base} + \text{peralte}) \times \text{espesor} \times \text{peso específico} \right)$$

$$\omega_{\text{pp}} = 2 \left(\left(2 \left(\frac{2}{12} \right) \text{pie} + \left(\frac{8}{12} \right) \text{pie} \right) * \left(\frac{1}{16} \right) \text{pie} * \left(490 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} \right) \right)$$

$$= 5,10 \text{ lb/pie}$$

Peso total uniformemente distribuida:

$$W_{\text{total}} = 62,60 \text{ l/pie} + 5,10 \text{ l/pie} = 67,7 \text{ l/pie}$$

Se necesitan cargas puntuales C_1 y C_2 , entonces:

$$C_1 = W_{\text{lineal}} \times \text{longitud de separación de costaneras.}$$

$$C_1 = 67,7 \text{ l/pie} \times 3,84 \text{ pies} = 260 \text{ l}$$

$$C_2 = C_1 / 2 = 260 \text{ l} / 2 = 130 \text{ l}$$

Cada uno de los tendales de la armadura de techo se analizará como una viga simplemente apoyada en sus extremos. Para su diseño, es necesario conocer el momento actuante, generado por las cargas puntuales y el momento máximo.

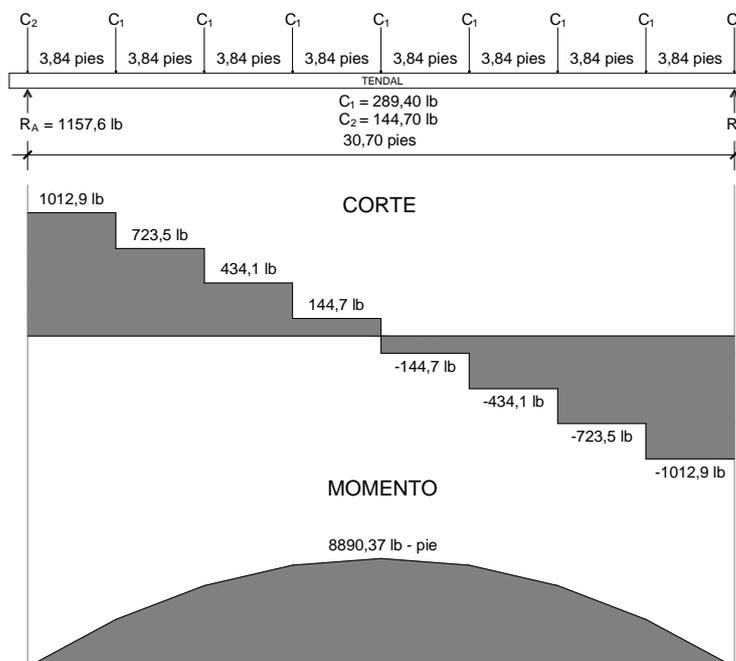
Conociendo el momento (M), el módulo de sección (S) y el esfuerzo permisible del acero (f) se chequea si $S \geq M/f$. si no se propone una sección mayor de tendal hasta que cumpla.

Por la simetría de las cargas se calcularán las reacciones mediante la ecuación:

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \sum F = 260 (8) / 2 = 1040 \text{ lb}$$

Conociendo las reacciones y las fuerzas que actúan sobre el tendal, se construye el diagrama de fuerza cortante y luego, a partir de éste, el diagrama de momento (el momento es igual al área del diagrama de fuerza cortante), como se puede observar en la figura 19.

Figura 19. **Diagrama de cuerpo libre, corte y momento del tendal**



Fuente: elaboración propia

Cálculo de corte

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_1 = R_A - C_2 = 1157,60\text{l} - 144,70\text{l} = 1012,90\text{l}$$

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_2 = R_A - C_2 - C_1 = 1012,90\text{l} - 289,40\text{lb} = 723,50\text{l}$$

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_3 = R_A - C_2 - 2C_1 = 434,10\text{l}$$

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_4 = R_A - C_2 - 3C_1 = 144,70\text{l}$$

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_5 = R_A - C_2 - 4C_1 = -144,70\text{l}$$

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_6 = R_A - C_2 - 5C_1 = -434,10\text{l}$$

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_7 = R_A - C_2 - 6C_1 = -723,50\text{l}$$

$$+\uparrow \text{Cortante tramo}_8 = 2R_A - 2C_2 - 7C_1 = -1012,90\text{l}$$

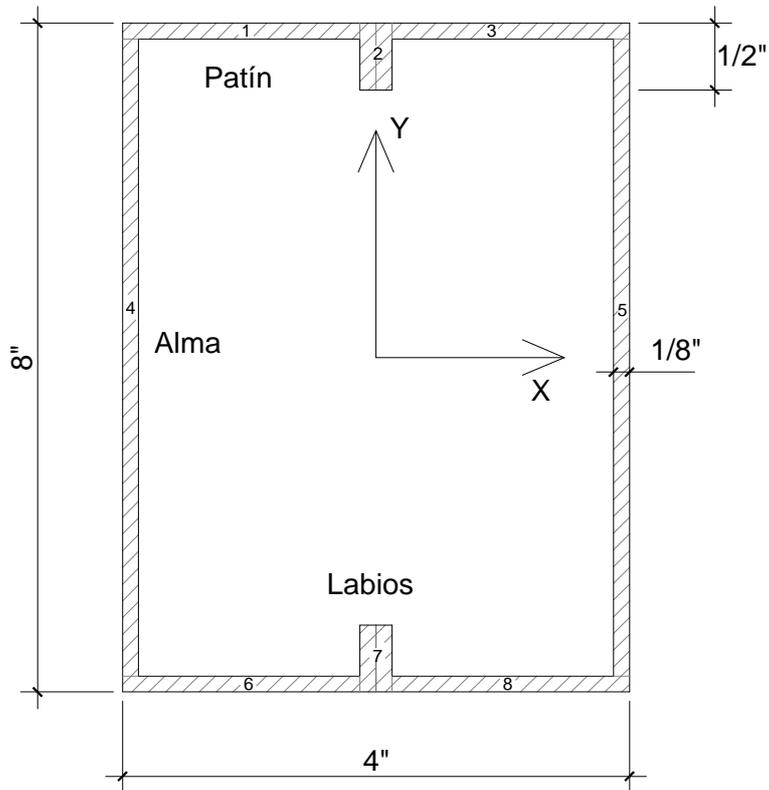
Cálculo de momento por el método de áreas

$$\Sigma \text{de áreas} = (1012,9 + 723,5 + 434,1 + 144,7) \text{l} \times 3,84 \text{ pies} = 8890,37\text{l} - \text{pie}$$

Módulo de sección

La sección propuesta para el tendal es la costanera de perfil "C" de 4" x 8" x 1/16 soldada; para encontrar el módulo de sección del tendal, es necesario conocer el momento de inercia en el eje x de la sección (ver figura 20)

Figura 20. Sección cerrada del tendal



Fuente: elaboración propia.

El momento de inercia de tendal se calcula dividiendo la sección del tendal en figuras geométricas de área conocida, en este caso rectángulos, y luego encontrar la distancia del eje x al centroide de cada figura para luego utiliza el teorema de ejes paralelos. (Ver tabla VIII).

Tabla VIII. **Cálculo de momento de inercia de tendal**

Fig.	A. (plg ²)	Yc	(Yc) ²	A(Yc) ²	Io	Io+A(Yc) ²
1	0,234	3,875	15,016	3,519	0,000	3,520
2	0,125	3,750	14,063	1,758	0,003	1,760
3	0,234	3,875	15,016	3,519	0,000	3,520
4	0,969	0,000	0,000	0,000	4,849	4,849
5	0,969	0,000	0,000	0,000	4,849	4,849
6	0,234	3,875	15,016	3,519	0,000	3,520
7	0,125	3,750	14,063	1,758	0,003	1,760
8	0,234	3,875	15,016	3,519	0,000	3,520
Inercia						27,297

Fuente: elaboración propia.

Con el momento de inercia $I=27,30$ pulgadas a la cuarta procedemos a calcular el módulo de sección con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{I}{C}$$

Donde:

S = módulo de sección

I = momento de inercia

C = distancia del centro al extremo

$$S = \frac{27,30 \text{ pulg}^4}{4 \text{ pulg}} = 6,82 \text{ pulg}^3$$

El momento máximo que soporta la sección se calcula de la siguiente forma:

$$M = S \times f \text{ (ver ecuación p. 71)}$$

Calculando:

$$M = 6,82 \text{ pulg}^3 \times 0,6 \times 36000 \text{ l/pulg}^2 = 147312 \text{ l - pulg} = 12276 \text{ l - pie.}$$

El momento actuante en el tendal es menor que el momento máximo resistente, por lo tanto la sección propuesta es correcta.

$$8890,37 \text{ l-pie} < 12276 \text{ l-pie}$$

Diseño de pernos

Los pernos que unirán los tendales en la parte más alta de la estructura del techo se diseñarán chequeando los esfuerzos de tensión y corte que actúan en ellos.

Chequeo a tensión

$$F_{b_{\text{tensión}}} = 0,50 \times F_y = (0,50)(36000 \text{ l/pulg}^2) = 18000 \text{ l/pulg}^2$$

$$\sigma = \frac{M_y}{I} = \frac{(8890,37 \text{ l-pie})(12)(2 \text{ pulg})}{2730 \text{ pulg}^4} = 7815,71 \text{ l/pulg}^2$$

$$T = A_{\text{tensión}} \times \sigma = 3,125 \text{ pulg}^2 \times 7815,71 \text{ l/pulg}^2 = 24424,10 \text{ l}$$

$$A_{\text{pernos}} = \frac{T}{F_{b_{\text{tensión}}}} = \frac{24424,1 \text{ l}}{18000} = 1,35 \text{ pulg}^2$$

El área de un perno de $\varnothing 3/8''$ es de 0,11 pulgada cuadrada, es decir que se necesitan 12 pernos para sumar 1,32 pulgadas cuadradas y contrarrestar la fuerza de tensión que actuará en ellos.

Chequeo a corte

$$F_{b_{\text{tensión}}} = 0,40 \times F_y = (0,40)(36000 \text{ l/pulg}^2) = 14400 \text{ l/pulg}^2$$

$$V = \frac{\omega L}{2} = \frac{(67,7 \text{ l/pie})(3,84 \text{ pie})}{2} = 130 \text{ l/pulg}^2$$

$$A_{\text{pernos}} = \frac{V}{F_{b_{\text{tensión}}}} = \frac{130 \text{ l}}{14400} = 0,009 \text{ pulg}^2$$

Para neutralizar el efecto de corte es suficiente un solo perno de 3/8" de diámetro, pero para contrarrestar la tensión se necesitan 12 pernos, por lo tanto se colocarán 12 pernos por tendal que suman 1,32pulgadas cuadradas.

2.2.4. Análisis estructural de la mampostería

Para el diseño de los muros se procedió a utilizar el método simplificado de diseño en muros de mampostería. Este asume que sólo los muros paralelos a la dirección del sismo contribuyen a la resistencia, desprecia la contribución de los muros transversales a la dirección de la fuerza aplicada. Es necesario calcular:

- La rigidez de cada muro en la dirección del sismo
- El centro de corte de muros
- El centro de masa
- La carga lateral y su distribución
- La distribución del momento de volteo

Cálculo de la rigidez

En el cálculo de la rigidez hay que tomar en cuenta el tipo de techo, pues existen diferentes fórmulas para hacerlo. En general se tiene: para calcular la rigidez de las paredes, con un techo de losa de concreto, se consideran doblemente empotradas.

Para un techo con cubierta de lámina se consideran las paredes en voladizo. La rigidez se calcula en forma diferente cuando el muro tiene puertas y/o ventanas, a continuación se describe:

- Se calcula la rigidez total del muro por medio de la fórmula indicada, según sea el caso; losa continua o terminal (lámina).

- Se encuentra la rigidez equivalente, como si se tratara de resistencias eléctricas, ejemplo:

$$R_{SERIE}=R_{EQ}=R_1+R_2+\dots+R_n$$

$$R_{PARALELO}=R_{EQ}=\frac{1}{\frac{1}{R_1}+\frac{1}{R_2}+\dots+\frac{1}{R_n}}$$

Donde: R_1, R_2, \dots, R_n ; tienen un valor igual a la rigidez total calculada.

El centro de corte de muros

Al tener el valor de la rigidez de cada uno de los muros se procede a calcular el centro de corte de muro, se toma como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecida. Las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{CC}=\frac{\sum X_i R}{RE} \quad Y_{CC}=\frac{\sum Y_i R}{RE}$$

Donde:

R = rigidez de muro

E= módulo de mampostería

Nota: se suman los muros correspondientes a cada sentido.

Cálculo del centro de masa

Se calcula para todos los muros y sirven para calcular la excentricidad de las fuerzas que actúan en la estructura.

Carga lateral y su distribución

Las cargas laterales son las que corren en el sentido paralelo a la superficie terrestre y pueden ser de dos tipos:

- Por sismo
- Por viento

Las cargas por sismo son las que se integran para edificios de concreto y/o mampostería. La integración y su distribución puede hacerse por varios métodos, pero en éste caso se hará con el método SEAOC.

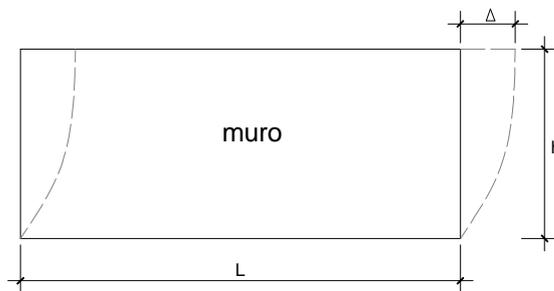
El momento de volteo total y momento de volteo para cada muro.

Con el valor de la carga total de la estructura y su altura (o una promedio) se calcula el momento de volteo total (MV), luego se distribuye este momento en cada muro.

Cálculo de la rigidez en muros

Debido a que la cubierta es de lámina galvanizada, los muros se consideran en voladizo.

Figura 21. Elevación típica del muro de mampostería



Fuente: elaboración propia.

Las ecuaciones a usar son:

$$\Delta = \frac{P(4a^3 + 3a)}{(E_m)(t_m)}$$

$$R = \frac{t_m}{4a^3 + 3a}$$

$$a = \frac{h_m}{L_m}$$

Donde:

P = carga lateral

R = rigidez

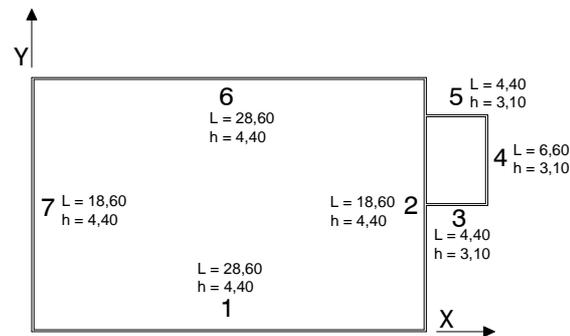
t_m = espesor de muro

h_m = altura de muro

L_m = longitud de muro

E_m = módulo de mampostería

Figura 22. **Ubicación de los muros de mampostería**



Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Rigidez en muros**

muro	L_m	h_m	a	t_m	R x E
1	28,60	4,40	0,154	0,19	0,399
2	18,60	4,40	0,237	0,19	0,249
3	4,40	3,10	0,705	0,19	0,054
4	6,60	3,10	0,470	0,19	0,104
5	4,40	3,10	0,705	0,19	0,054
6	28,60	4,40	0,154	0,19	0,399
7	18,60	4,40	0,237	0,19	0,249

Fuente: elaboración propia.

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, pues no afecta el análisis.

Cálculo de centro de corte de muros

Tabla X. **Centro de corte de muros, sentido Y**

Muro	R	Y _m	Y x R
1	0,399	0,00	0,00
3	0,054	9,15	0,49
5	0,054	15,75	0,85
6	0,399	18,60	7,42
Σ =	0,906	Σ =	8,77

Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. **Centro de corte de muros, sentido X**

Muro	R	X _m	XxR
7	0,249	0,00	0,00
2	0,249	28,60	7,13
4	0,104	33,00	3,44
Σ =	0,602	Σ =	10,56

Fuente: elaboración propia.

$$Y_{cc} = \frac{\sum Y_i R}{R} = \frac{8,77}{0,90} = 9,68 \text{ m}$$

$$X_{cc} = \frac{\sum X_i R}{R} = \frac{10,56}{0,60} = 17,53 \text{ m}$$

Cálculo del centro de masa

Tabla XII. Centro de masa en muros

muro	Lm	Xi	Yi	Xi*Lm	Yi*Lm
1	28,60	14,3	0	408,98	0
2	18,60	28,60	9,3	531,96	172,98
3	4,40	30,8	9,15	135,52	40,26
4	6,60	33,00	12,45	217,8	82,17
5	4,40	30,8	15,75	135,52	69,3
6	28,60	14,3	18,60	408,98	531,96
7	18,60	0	9,30	0	172,98
	109,80			1838,76	1069,65

Fuente: elaboración propia.

$$Y_{CC} = \frac{\sum Y_i L_m}{\sum L_m} = \frac{1069,65}{109,80} = 9,74m$$

$$X_{CC} = \frac{\sum X_i L_m}{\sum L_m} = \frac{1838,76}{109,80} = 16,75m$$

Centro de masa de techos

Se asume el centro geométrico igual al centro de masa:

$$X_{CC} = 16,75 \text{ m}$$

$$Y_{CC} = 9,74$$

Peso de techo (Wtt)

El peso de techo es el área que se cubre por la unidad de carga sobre metro cuadrado, para este tipo de estructura; tomando las dos áreas que cubre el techo:

$$A_1 = 28,60 \times 18,60 = 532,00 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 6,60 \times 4,40 = 29,00 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 532,00 + 29,00 = 561,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso total de techo (Wtt)} = (561,00 \text{ m}^2)(150 \text{ kg/m}^2) = 84150 \text{ kg}$$

Peso de muros (Wtm)

Al utilizar las longitudes L_m , tomadas en el cálculo de rigidez con un módulo de mampostería para block = 300 kilogramo sobre metro cuadrado, se procede a calcular el peso de los muros con la siguiente ecuación:

$$P_m = (300 \text{ kg/m}^2) h_m \times L_m$$

Tabla XIII. **Peso de muros**

muro	block	hm	Lm	Pm
1 y 6	300	4,40	57,20	75504
2 y 7	300	4,40	37,20	49104
3 y 5	300	3,10	8,80	8184
4	300	3,10	6,60	6138
$\Sigma =$				138930

Fuente: elaboración propia.

Peso total (Wt) = Wtt + Wtm = 84150 kg + 138930 kg = 223080 kg

$$X_{CM} = \frac{X_{CC}(W_{tt} + W_{tm})}{W_t} = \frac{16,74(84150 + 138930)}{223080} = 16,75 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{Y_{CC}(W_{tt} + W_{tm})}{W_t} = \frac{9,74(84150 + 138930)}{223080} = 9,74 \text{ m}$$

Esto se hace para tener un solo centro de masa y compararlo con el centro de corte.

Carga lateral

Por la norma SEAOC (Structural Engineers Association of California) para estructuras de un nivel, el corte basal es:

$$V_b = 0,1W_t \quad \text{donde:} \quad W_t = W_{tt} + W_{tm} + 0,25CV$$

Wtt = peso total de techo corte basal = $(561,00 \text{ m}^2)(50 \text{ kg/m}^2) =$	28050,00 kg
CV = $0,25(561,00 \text{ m}^2)(50 \text{ kg/m}^2) =$	7012,50 kg
Wtm = peso total de los muros =	<u>138930,00 kg</u>
Wt = Vb =	173992,50 kg

Período fundamental de la estructura

El período natural fundamental de una estructura, es el tiempo necesario para que una estructura vibre, durante un ciclo completo de respuesta, cuando se libera desde una posición correspondiente al modo fundamental, el período obtenido depende de la rigidez de los elementos estructural y la masa de la estructura. Para simplificar el proceso se usará la expresión:

$$T = \frac{0,12h_m}{\sqrt{L_m}}$$

Los períodos naturales de vibración de la estructura, se calculan para los muros en las direcciones X y Y.

Fuerza por nivel

Si la estructura es de un nivel, la magnitud de la fuerza por nivel será igual a la fuerza total lateral Vb.

La fuerza concentrada en la cúspide, se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las condiciones dadas en la sección I (E) del código SEAO:

- Si $T < 0,25$ segundos: $F_t = 0$
- Si $T \geq 0,25$ segundos: $F_t = 0,07T(V_b)$

Muros 1 y 6

$$T_x = \frac{0,12(4,40)}{\sqrt{28,60}} = 0,098 < 0,25 \rightarrow F_t = 0$$

$$T_y = \frac{0,12(4,40)}{\sqrt{0,19}} = 1,21 > 0,25 \rightarrow F_t = 0,07(1,21)(17\ 399,30) = 1475,32$$

Muros 2 y 7

$$T_x = \frac{0,12(4,40)}{\sqrt{0,19}} = 4,59 > 0,25 \rightarrow F_t = 0,07(4,59)(17\ 399,30) = 5589,24$$

$$T_y = \frac{0,12(4,40)}{\sqrt{18,60}} = 0,12 < 0,25 \rightarrow F_t = 0$$

Muros 3 y 5

$$T_x = \frac{0,12(3,10)}{\sqrt{4,40}} = 0,17 < 0,25 \rightarrow F_t = 0$$

$$T_y = \frac{0,12(3,10)}{\sqrt{0,19}} = 0,853 > 0,25 \rightarrow F_t = 0,07(0,853)(17\ 399,30) = 1039,43$$

Muros 4

$$T_x = \frac{0,12(3,10)}{\sqrt{0,19}} = 0,853 > 0,25 \rightarrow F_t = 0,07(0,853)(17\ 399,30) = 1\ 039,43$$

$$T_y = \frac{0,12(3,10)}{\sqrt{6,60}} = 0,145 < 0,25 \rightarrow F_t = 0$$

Cálculo del momento de volteo cuando $F_t = 0$

$$P_x = P_y = V_b = 17399,30 \text{ kg}$$

Se toma las paredes más altas (1, 2, 6 y 7), para el momento de volteo.

$$M_v = \text{Momento de volteo} = V_b(h_m) = 17399,30 \text{ kg} (4,40 \text{ m}) = 76556,70 \text{ kg-m}$$

Cálculo del momento de volteo cuando $F_t \geq 0$

$$\text{Para un nivel: } P_x = P_y = V_b - F_t = 17399,30 \text{ kg} - 5589,24 \text{ kg} = 11810 \text{ kg}$$

$$M_v = 11810 \text{ kg} (4,40 \text{ m}) = 51964 \text{ kg-m}$$

Excentricidades de la carga lateral:

Con sismo en X:

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CC} = 9,74 - 9,68 = 0,07 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,07 (18,60) = 1,22 \text{ m}$$

$$T_{px1} = 1,22 (17399,30) = 21295,84 \text{ kg-m}$$

$$e_2 = 0,07 (0,19) = 0,012 \text{ m}$$

$$T_{px2} = 0,012(11810) = 147,65 \text{ kg-m}$$

Con sismo en Y:

$$e_x = X_{CM} - X = 16,75 - 17,53 = -0,79 \text{ m}$$

$$e_1 = -0,79 (28,60) = -14,64 \text{ m}$$

$$T_{px1} = -14,64 (17399,30) = -254865 \text{ kg-m}$$

$$e_2 = -0,79 (0,19) = -0,15 \text{ m}$$

$$T_{px2} = -0,15(11810) = -1767,14 \text{ kg-m}$$

Ahora se encuentra la distribución de carga lateral en ambos sentidos, que se usará para el diseño a corte de los muros.

Distribución de cargas lateral

En las tablas siguientes se resume la distribución de cargas en donde se usan las fórmulas:

$$J_{p1} = \Sigma R_X Y_{CC}^2 + \Sigma R_Y Y_{CC}^2 \quad J_{p2} = \Sigma R_X Y_{CC}^2 + \Sigma R_Y Y_{CC}^2$$

$$F_X = \frac{R_X R_X}{\Sigma R_X} + \frac{T_{PX} R_X Y_{CC}}{J_P} \quad y \quad F_Y = \frac{R_X R_Y}{\Sigma R_Y} + \frac{T_{PY} R_Y Y_{CC}}{J_P}$$

Tabla XIV. **Distribución de carga, sentido X**

muro	Px	Rx	Ycc	RxYcc ²	$\frac{PxRx}{\Sigma Rx}$	Tpx	Jp1	$\frac{TpxRxYcc}{Jp}$	Fx
1	17399,25	0,399	-9,3	34,52	8699,625	21295,84	170,92	-462,41	8237,22
6	17399,25	0,399	9,3	34,52	8699,625	21295,84	170,92	462,409	9162,03
Σ =		0,798	Σ =	69,03					
2	11810,01	0,00037	14,3	0,08	5905,004	147,6573	0,25	3,12833	5908,13
7	11810,01	0,00037	-14,3	0,08	5905,004	147,6573	0,25	-3,1283	5901,88
Σ =		0,000748	Σ =	0,15					

Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. **Distribución de carga, sentido Y**

muro	Py	Ry	Xcc	RyXcc ²	$\frac{PxRy}{\Sigma Ry}$	Tpy	Jp2	$\frac{TpyRyYcc}{Jp}$	Fy
1	11810,01	0,0006	-9,3	0,05	5905,004	1767,14	0,25	37,43941	5942,444
6	11810,01	0,0006	9,3	0,05	5905,004	1767,14	0,25	-37,4394	5867,565
Σ =		0,0011	Σ =	0,10					
2	17399,25	0,249	14,3	50,95	8699,625	254865	170,92	-5312,31	3387,312
7	17399,25	0,249	-14,3	50,95	8699,625	254865	170,92	5312,313	14011,94
Σ =		0,50	Σ =	101,89					

Fuente: elaboración propia.

Distribución del momento de volteo

Se usa la fórmula:

$$M_{vi} = \left(\frac{R_i}{\sum R_i} \right) M_v \quad ; \quad \text{para cada sentido}$$

$$M_{v1} = 76556,70 \text{ kg-m}$$

$$M_{v2} = 51964,04 \text{ kg-m}$$

Tabla XVI. **Distribución del momento de volteo, sentido X**

muro	Ry	Mvi
1	0,399	38278,35
6	0,399	38278,35
Σ = 0,798		
2	0,0004	25982,02
7	0,0004	25982,02
Σ = 0,000748		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. **Distribución del momento de volteo, sentido Y**

muro	Ry	Mvi
1	0,0006	25982,02
6	0,0006	25982,02
Σ = 0,0011		
2	0,249	38278,35
7	0,249	38278,35
Σ = 0,498		

Fuente: elaboración propia.

Diseño a flexión

Fm = esfuerzo permisible de la mampostería a flexión = 0,33f'm

f'm = esfuerzo producido por las cargas: M/Sm

Donde: $f'm = 80 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 $S_m = (1/6) t_m L_m^2$
 $F_m = 26,4 \text{ kg/cm}^2$

Los muros 1 y 2 son iguales a 6 y 7 respectivamente

Tabla XVIII. **Resultados del diseño a flexión de los muros**

muro	momento kg-cm ²	Largo Lm cm	Ancho tm cm	fm	Fm kg-cm ²
1	3827835	2860	19	0,147781	26,4
2	3827835	1860	19	0,349402	26,4

Fuente: elaboración propia.

Como todos los $f'm$ son menores que F_m se diseña con refuerzo mínimo.

Diseño a corte

El refuerzo a corte lo constituyen las soleras o refuerzo horizontal.

Si $f_v < F_v \rightarrow$ se utiliza refuerzo mínimo

Si $f_v > F_v \rightarrow$ se calcula el refuerzo

A continuación se muestra el procedimiento de análisis para el muro 1. Se inicia por calcular el esfuerzo de corte actuante f_v , en donde la fuerza de cortante debe incrementarse un 50 por ciento si corresponde al análisis de fuerza de sismo.

$$f_v = \frac{1,5V}{bL_m} = \frac{1,5(8237,22)}{19(28,60)} = 0,227 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se calcula el esfuerzo de corte admisible F_v

$$F_v = k\sqrt{f_m} = 0,3\sqrt{80} = 2,68 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que:

$f_v < F_v \rightarrow$ se utiliza refuerzo mínimo

Tabla XIX. **Resultados del diseño a corte de los muros en ambos sentidos**

muro	sentido	corte(Vs)	Largo Lm	Ancho tm	Fv	f _v
1	X	8237,22	2860	19	2,68	0,227
1	Y	5942,44	19	2860	2,68	0,227
6	X	9162,03	2860	19	2,68	0,227
6	Y	5867,56	19	2860	2,68	0,227
2	X	5908,13	19	1860	2,68	0,227
2	Y	3387,31	1860	19	2,68	0,227
7	X	5901,88	19	1860	2,68	0,227
7	Y	14011,94	1860	19	2,68	0,227

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar, todos los valores de f_v son mucho menores que F_v , por lo que se diseñan los muros con refuerzo mínimo.

Refuerzos mínimos verticales y horizontales por muro

Según FHA: $A_{s_{minv}} = 0,0008 t_m L_m$
 $A_{s_{minh}} = 0,0015 t_m h_m$

Según ACI-531 $A_{s_{minv}} = 0,0007 t_m L_m$
 $A_{s_{minh}} = 0,0013 t_m h_m$

Se utilizará el criterio de ACI-531, con $t_m = 19$ centímetros, en la siguiente tabla se presentan los resultados de los refuerzos mínimos horizontal y vertical.

Tabla XX. **Resultados de refuerzo horizontal y vertical de los muros**

Muro	Espesor tm, cm	Altura hm, cm	Largo Lm cm	Ref. hor. cm2	Ref. vert. cm2
1	19	440	2860	10,87	38,04
6	19	440	2860	10,87	38,04
2	19	440	1860	10,87	24,74
7	19	440	1860	10,87	24,74

Fuente: elaboración propia.

Refuerzo final

En el refuerzo horizontal se tiene desde la solera de humedad + 2 soleras intermedias + solera final = 4 soleras x 4 varillas x 0,71 centímetros cuadrados (área de varilla No. 3) = 11,36 centímetros cuadrados; tendrán estribos No. 2 @ 20 cm.

En el refuerzo vertical se tiene 10 columnas x 4 varillas x 1,27 centímetros cuadrados (área de varilla No. 4) = 45,72 centímetros cuadrados (ver detalle en planos respectivos), tendrán estribos No.3 @ 20 centímetros.

2.2.5. Diseño de cimentación

Para la cimentación de la edificación se usará el diseño de cimiento corrido, ya que el sistema de mampostería que utilizamos anteriormente así lo requiere.

2.2.5.1. Análisis del suelo

El tipo de análisis para conocer el valor soporte del suelo fue el ensayo de compresión triaxial. El suelo soportará el peso de la estructura, por eso es de vital importancia saber cuáles son sus características físicas y mecánicas.

Resultado del ensayo:

- Descripción del suelo: Arcilla limosa color café.
- Angulo de fricción interna (ϕ) = 26,80°
- Cohesión (C_u) = 6,64 ton/m²
- Densidad seca = 1,45 ton/m³
- Densidad húmeda = 1,70 ton/m³
- Desplante (D_f) = 0,60 m
- Ancho de la cimentación (B) = 0,5m

La siguiente ecuación es únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares. Estas no se aplican al caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$); donde B = base y L = longitud.

$$q_u = C_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

C_u = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación

γ = peso específico del suelo

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ = factores de forma

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga

Factores de carga

Utilizando un factor de seguridad de 0,5, tenemos:

$$C_u = 0,5 (6,64 \text{ ton/m}^2) = 3,32 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 0,5 (26,80^\circ) = 13,40^\circ \approx 13^\circ$$

Utilizando la tabla de factores de capacidad de carga de: Braja M. Das, principios de ingeniería de cimentaciones, 5ta. Edición, capítulo 3, página 138.

$$N_c = 9,81$$

$$N_q = 3,26$$

$$N_\gamma = 1,97$$

Factor de forma

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

Como es una cimentación corrida, L tiende al infinito; entonces B/L es igual a 0.

$$F_{cs} = 1$$

$$F_{qs} = 1$$

$$F_{\gamma s} = 1$$

Factores de profundidad

Para una relación de profundidad de desplante al ancho de la cimentación mayor que la unidad ($D_f/B > 1$): $0,6/0,5 = 1,2 > 1$; se utilizan estas ecuaciones:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

El factor: $\tan^{-1}(D_f/B)$ están en radianes en las ecuaciones anteriores.

$$\tan^{-1}(1,2) = 0,87$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4(0.87) = 1.35$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan 13^\circ (1 - \sin 13^\circ)^2 (0.87) = 1.24$$

Factores de inclinación

Estos factores son iguales a 1, debido a que no existen carga de inclinación.

Calculando q_u

$$q = \gamma D_f = (1,70 \text{ ton/m}^3)(0,6 \text{ m}) = 1,02 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = (3,32 \text{ ton/m}^2)(9,81)(1)(1,35)(1) + (1,02 \text{ ton/m}^2)(3,26)(1)(1,24)(1) \\ + \frac{1}{2}(1,70 \text{ ton/m}^3)(0,50\text{m})(1,97)(1)(1)(1)$$

$$q_u = 48,93/3 = 16,31 \text{ ton/m}^2$$

2.2.5.2. Diseño del cimiento

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; éstos, a su vez transmiten la acción de las cargas sobre el suelo.

Para el proyecto de salón comunal se realiza la revisión de la cimentación propuesta, con los datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Valor soporte del suelo } (q_u) = 16309 \text{ kg/m}^2 = 16,31 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso específico del suelo } (\gamma_s) = 1,7 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso específico del concreto } (\gamma_c) = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Esfuerzo efectivo a nivel de desplante } (q) = 1,02$$

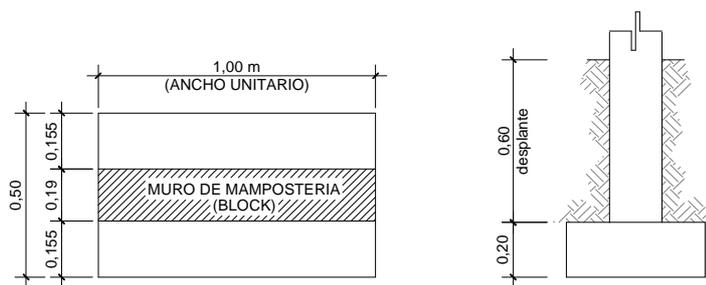
$$\text{Peso último aproximado de techo } \approx 2,0 \text{ ton}$$

$$\text{Desplante } (D_f) = 0,60 \text{ m}$$

Predimensionamiento del área de cimiento

Se tomará como base para el diseño, un ancho unitario de 1,00 metro, por lo tanto las dimensiones de la zapata serán:

Figura 23. **Dimensión de cimiento**



Fuente: elaboración propia.

Verificación de presión sobre el suelo

Para determinar la presión sobre el suelo se debe determinar: el peso de la cubierta o techo (P_c), la carga de trabajo (P'), peso de muro (P_m), peso del relleno (P_r), peso propio de cimiento (P_{cc}).

$$\begin{aligned} P_c &= 976 \text{ lb} \approx 0,50 \text{ ton} (1\text{m}) / 3,15\text{m} &&= 0,16 \text{ ton} \\ P_m &= h(t)(A_m)(\gamma_c) = 4,4 \text{ m} (0,19\text{m}) (1\text{m}) (2,4 \text{ ton/m}^3) &&= 2,00 \text{ ton} \\ P_r &= \text{desplante} (A_{cc})(\gamma_s) = 0,60\text{m}(0,41\text{m})(1\text{m})(1,5 \text{ ton/m}^3) &&= 0,37 \text{ ton} \\ P_{cc} &= A_{cc} (t_{cc})(\gamma_c) = (0,60\text{m})(1\text{m})(0,20)(2,4 \text{ ton/m}^3) &&= 0,30\text{ton} \\ P' &= P_u/F_{cu} = (2 \text{ ton}) / 1,5 &&= 1,33 \text{ ton} \\ P_{\text{total}} &&&= 4,16 \text{ ton} \end{aligned}$$

La presión sobre el suelo será:

$$q_{\text{máx}} = P_{\text{total}}/A_{cc} = 4,16 \text{ ton} / (1\text{m})(0,50\text{m}) = 8,32 \text{ ton/m}^2$$

El valor de la presión sobre el suelo es menor a su valor soporte, se tiene que: $q_{max} < q_u$; por lo que el área de unitaria del cimiento si es adecuada.

Siendo la distribución de presión uniforme no existen presiones de tensión en el suelo. Debido que la presión es constante, se hace que: $q_{dis} = q_{máx}$; obteniendo un $q_{dis\mu}$:

$$q_{dis\mu} = (q_{dis})(q) = (8,32 \text{ ton/m}^2) (1,02) = 8,50 \text{ ton/m}^2$$

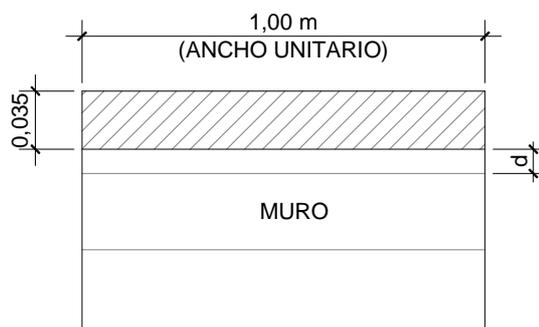
Diseño de espesor del cimiento corrido

Chequeo por corte simple

$$d = t - \text{Rec} - \varnothing_{var}/2$$

$$d = 20 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 0,95 \text{ cm} / 2 = 12,02 \text{ cm}$$

Figura 24. **Corte simple del cimiento**



Fuente: elaboración propia.

Calculando $V_{actuante}$

$$V_{act} = \text{Área}_{achurada} \times q_{dis\mu}$$

$$V_{act} = 0,035\text{m} (1,00\text{m})(8,5 \text{ ton/m}^2) = 0,30 \text{ ton}$$

Calculando $V_{resistente}$

$$V_r = 0,85(0,53)(\sqrt{f'_c})bd$$

$$V_r = 0,85(0,53)(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2})(100\text{cm})(12,02 \text{ cm})$$

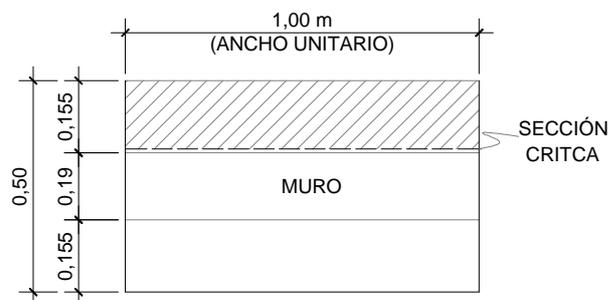
$$V_r = 5640,50 \text{ kg} = 7,85 \text{ ton} > V_{act}; \text{ el espesor } t, \text{ si soporta el corte simple}$$

Nota: el chequeo por corte punzonante no se produce en cimientos corridos para muro, ya que no existe un perímetro de punzonamiento.

Chequeo por flexión

Según las especificaciones del capítulo 4 (ref. Jadenon Vinicio Cabrera, Guía Teórica y Práctica del curso de cimentaciones I, trabajo de graduación de ingeniería civil), la sección crítica por flexión para cimientos corridos para muros de concreto, se da como se muestra en la siguiente figura.

Figura 25. **Sección crítica por flexión**



Fuente: elaboración propia.

El momento actuante será

$$M_{act} = (Wl^2)An/2 = 8,5 \text{ ton/m}^2(0,155\text{m})^2(1,00\text{m}) / 2$$

$$M_{act} = 0,20 \text{ ton-m}$$

Teniendo:

$$\begin{aligned}M_{act} &= 0,20 \text{ ton-m} \\b &= 100 \text{ cm} \\d &= 12,05 \text{ cm} \\f_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2 \\f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Se obtiene:

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - (\mu \times b)} / (0,003825 f'_c) \right) (0,85 f'_c / f_y)$$

$$A_s = 0,0007 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 0,5 \rho_b \times b \times d = 22,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14,1 \times b \times d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 6,05 \text{ cm}^2$$

Como el acero requerido es menor que el acero mínimo; usaremos el

$A_{s \text{ mín}}$.

Colocar varilla No. 4 a cada 0,20m = 6,35 cm²

Como no existe flexión en el sentido "X" se coloca Acero por temperatura

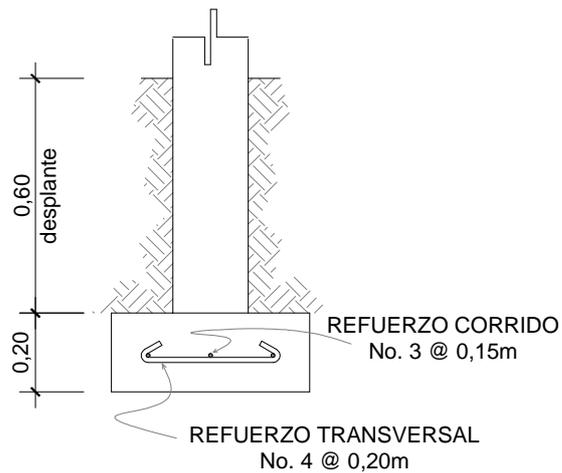
($A_{s \text{ TEM}}$)

$$A_{s \text{ TEM}} = 0,002(b)(t)$$

$$A_{s \text{ TEM}} = 0,002(50\text{cm})(20\text{cm}) = 2 \text{ cm}^2$$

Usar varillas No. 3

Figura 26. Armado de cimiento



Fuente: elaboración propia.

2.2.6. Instalaciones

Para que un edificio sea funcional y que preste un buen servicio, necesita un conjunto de aparatos, conductos u otros elementos adecuados y diseñados para su óptimo desempeño. Los servicios básicos a instalar: electricidad, agua potable y drenajes; los cuales se han diseñado a continuación.

2.2.6.1. Electricidad

La instalación eléctrica constara de circuitos de iluminación y fuerza que estarán ubicados y distribuidos en el área del salón y en sanitarios.

Para este caso, la potencia real P (Watts) será igual a la potencia activa $P(VA)$, en lo que a iluminación y tomacorrientes se refiere.

Las cargas mínimas para la iluminación y tomacorrientes comunes menores a 20A, será de 32 VA por metro cuadrado de construcción, entonces según la anterior afirmación, se considera que para 100 metros cuadrados de construcción se utilizan 3 200 VA.

Entonces para el salón que mide 551 metros cuadrados se utilizaran 17,632 VA.

$$I(A) = \frac{P}{A}$$

$$I(A) = \frac{17,632VA}{120V} = 146.93A$$

Se proponen 8 circuitos para el salón comunal.

Según el código nacional eléctrico NEC, capítulo 9, apéndice A y apéndice B, tenemos la ampacidad, indica la máxima corriente que puede conducir un conductor dado su calibre; los más comunes:

Calibre 12 para 20A

Calibre 10 para 30A

Tabla XXI. **Diseño de instalación eléctrica**

Circuito	Tomacorrientes (V)			Lámparas (W)			P(W)	I(A)	fac. s. 1,25xl	Calibre cable (AWG)	Protección Flipon (A)
	240	120	Total	100	500	Total					
A	0	0	0	0	3	1500	1500	12,5	15,63	3 # 12	1 x 20
B	0	0	0	0	3	1500	1500	12,5	15,63	3 # 12	1 x 20
C	0	0	0	0	3	1500	1500	12,5	15,63	3 # 12	1 x 20
D	0	0	0	0	3	1500	1500	12,5	15,63	3 # 12	1 x 20
E	0	0	0	0	3	1500	1500	12,5	15,63	3 # 12	1 x 20
F	0	0	0	3	0	300	300	2,5	3,13	3 # 12	1 x 15
G	3	0	720	0	0	0	720	3	3,75	3 # 12	1 x 15
H	0	7	840	0	0	0	840	7	8,75	3 # 12	1 x 15

Fuente: elaboración propia.

La instalación eléctrica posee un tablero de distribución de 12 polos, de los cuales se utilizarán 6 para iluminación y 2 para los circuitos de fuerza, dejando el resto para posible ampliación o conexiones especiales futuras, en la iluminación se usara lámparas alógenas de 500 *watts* en el área del salón, bombillas incandescentes de 100 *watts* en los baños y taquilla, la red para fuerza se realizó con dos circuitos de 110 voltios y un circuito de 220 voltios y se usara cable de cobre de calibre #12 AWG para todos los circuitos.

2.2.6.2. Agua potable

El sistema de agua potable está diseñado para los servicios sanitarios del edificio. La red principal deberá estar por lo menos a 0,50 metros por debajo del nivel del piso y a 0,30 metros sobre la tubería del alcantarillado. Se colocara una válvula de cheque y una válvula de compuerta, como seguridad y para mantenimiento de la tubería.

Para el diseño de tubería de agua potable utilizamos:

Método de Hunter

Este método consiste en asignar a cada aparato sanitario o grupo de aparatos sanitarios, un número de unidades de gasto o peso determinado experimentalmente. La unidad de gasto es la que corresponde a la descarga de un lavatorio común con trampa sanitaria de 1 ¼ pulgadas de diámetro, equivalente a un pie cúbico por minuto (7,48 g.p.m. o 0,47 l.p.s.).

Considera aparatos sanitarios de uso intermitente y tiene en cuenta el hecho de que cuanto mayor es su número, la proporción del uso simultáneo de los aparatos disminuye. Para estimar la máxima demanda de agua de un

edificio o sección de él, debe tenerse en cuenta si el tipo de servicio que prestarán los aparatos es público o privado.

Cálculo de subramales: son pequeñas longitudes de tubería que conectan los ramales a los aparatos sanitarios, para determinar el diámetro de subramal, utilizamos la tabla siguiente:

Tabla XXII. **Diámetro de los subramales**

Tipo de aparato sanitario	Diámetro del sub-ramal en pulgadas		
	Presiones hasta 10m	Presiones mayores de 10m	Diámetro mínimo
Lavatorio	½	½	½
Inodoro con tanque	½	½	½
Urinario con tanque	½	½	½

Fuente: RODRÍGUEZ, Luis, Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 54.

Dimensionamiento de los ramales de alimentación

En la siguiente tabla se muestra las equivalencias de gastos en tuberías de agua, como unidad la tubería de ½" de diámetro, para las mismas condiciones de pérdida de presión y para presión dada

Tabla XXIII. **Equivalencias de gastos en tuberías de agua**

Diámetro del tubo en pulgadas	Numero de tubos de ½" con la misma capacidad
½	1
¾	2,9
1	6,2
1¾	10,9

Fuente: RODRÍGUEZ, Luis, Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 58.

Tabla XXIV. **Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios (aparatos de uso público)**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
inodoro	Con tanque	5	5	--
inodoro	Con válvula semiautomática	8	8	--
lavatorio	Corriente	2	1.5	1.5
lavatorio	múltiple	2 por salida	1.5	1.5
Urinario	Con tanque	3	3	--
Urinario	Con válvula semiautomática	5	5	--

Fuente: RODRÍGUEZ, Luis, Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 48.

Tabla XXV. **Gastos probables para la aplicación del método de Hunter (l/s)**

No. de unidades	Gasto		No. de unidades	Gasto	
	tanque	válvula		tanque	válvula
3	0,12	--	12	0,38	1,12
4	0,16	--	14	0,42	1,17
5	0,23	0,91	16	0,46	1,22
6	0,25	0,94	18	0,50	1,27
7	0,28	0,97	20	0,54	1,33
8	0,29	1,00	22	0,58	1,37
9	0,34	1,03	40	0,91	1,74
10	0,34	1,06	42	0,95	1,78

Fuente: RODRÍGUEZ, Luis, Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 50.

Para la tubería principal, se le asigna un número de unidades de gasto o unidades Hunter (UH) a cada uno de los artefactos sanitarios en función de su tipo, quedando de la siguiente manera:

Tabla XXVI. **Cálculo de unidades de gasto en tubería principal**

No. de U	pieza	UH	Sub-total UH
6	lavamanos	2	12
1	urinarios	3	3
5	inodoros	5	25
Total de UH			40

Fuente: elaboración propia.

Con el número total de UH y utilizando la tabla XXIV. El gasto = 0,91 litro sobre segundo.

Para el cálculo del diámetro se utilizó la ecuación de Hazen – Williams, usando un coeficiente de rugosidad para tubería PVC de C=150.

$$D = \left(\frac{1743.811 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times h_f} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

Donde:

D = diámetro en plg

L = longitud de tubería en m

Q = caudal en l/seg

C = coeficiente de rugosidad

h_f = presión en m

Calcular con las siguientes condiciones:

Presión = 10m y Longitud = 20m

Obtenemos un diámetro de: 0,76 plg= D = 0,75 plg = 3/4" para la tubería principal.

2.2.6.3. Drenajes

Para fines de diseño de las instalaciones sanitarias, es necesario tomar en cuenta el uso que se va a hacer de dichas instalaciones, el cual depende fundamentalmente del tipo de casa o edificio al que se va a prestar servicio, por lo que para diseñar se clasifican las instalaciones sanitarias en tres tipos o clases.

Primera clase: ésta es de uso privado y se aplica para instalaciones en vivienda, cuartos de baño privado, hoteles o instalaciones similares, destinados a una familia o una persona.

Segunda clase: ésta es la llamada de uso semi público, corresponde a instalaciones en edificios de oficinas, fábricas, o similares, en donde los muebles son usados por un número limitado de personas que ocupan la edificación.

Tercera clase: a esta clase corresponden las instalaciones de uso público, donde no existe limite en el número de personas ni en el uso, tal es el caso de los baños públicos, sitios de espectáculos y similares.

Los dos sistemas existentes son:

Unitario: cuando en la misma red se vierten tanto aguas negras como aguas de lluvia.

Separado: cuando se tienen dos redes distintas, una para agua de lluvia y otra para las aguas negras. Este sistema es el más recomendable.

Con el primer sistema, en lugares lluviosos, se tiene a los tubos trabajando llenos con las lluvias, con lo cual la ventilación resulta insuficiente y fácilmente se descargan los sifones.

Para este tipo de proyecto utilizaremos el tipo de tercera clase y el sistema separado.

Cálculo de las instalaciones de drenaje

Para el cálculo o dimensionamiento de las instalaciones de drenajes, es necesario definir un concepto que se conoce como unidad de descarga. Esta unidad se define en forma convencional como la correspondiente a la descarga del agua residual de un lavabo común en uso doméstico y que corresponde a un caudal de 20 litros por minuto. Esta unidad de descarga constituye la referencia para estimar las descargas de todos los demás muebles, accesorios o aparatos sanitarios.

Tabla XXVII. **Algunas unidades de descargas y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de muebles o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación(plg)		
	clase			Clase		
	1ra.	2da.	3ra.	1ra.	2da.	3ra.
Lavabo	1	2	2	1¼	1¼	1¼
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Regadera	2	3	3	1¼	2	2
Urinario suspendido	2	2	2	1¼	1¼	1¼
Urinario vertical	--	4	4	--	2	2
Bebedero	1	1	1	1¼	1¼	1¼

Fuente: RODRÍGUEZ, Luis, Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 71.

Dimensionamiento de las derivaciones en colector

Las derivaciones o ramales se calculan a partir del conocimiento del número de descarga a las que dará servicio dicha tubería, esto se logra con la suma de las unidades de descarga de todos los muebles sanitarios que va a desalojar la derivación.

Tabla XXVIII. **Diámetro de las derivaciones en colector**

Derivación en colectores		Número máximo de unidades de descarga			
mm	plg	Derivación horizontal s=0	Pendiente		
			1/100	2/100	3/100
32	1¼	1	1	1	1
38	1½	2	2	2	2
50	2	4	5	6	8
63	2½	10	12	15	18
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280
150	6	264	330	440	580
200	8	696	870	1150	1680

Fuente: RODRÍGUEZ, Luis, Guía para las instalaciones sanitarias en edificios, p. 72.

Tabla XXIX. **Diámetro de las derivaciones en colector**

Designación de los aparatos	Caudal base l/seg
Lavabo	0,75
Fregadero, lavadero	0,75
Ducha	0,50
urinario	1,00
Inodoro no sifónico	1,50
Inodoro sifónico	2,00

Fuente: elaboración propia.

La distribución de los diámetros de tubería según tablas anteriores, quedan distribuidas de la siguiente forma:

Tabla XXX. **Cálculo de diámetro de las derivaciones simples**

Tipo de mueble o aparato	Número de unidades mueble (um)	Diámetro (plg)
lavamanos	3	2
Urinaros y lavamanos	7	2½
Inodoros	3	3
Colector principal	12	3

Fuente: elaboración propia.

Se utilizará tubería y accesorios PVC de diámetro de 3 pulgadas, según Norma ASTM D-3 034. La tubería del drenaje será colocada con una pendiente mínima del 2 por ciento, será ubicada a 0,60 metro por debajo del nivel del piso y se utilizarán cajas de unión en los cambios de dirección.

Diseño de tubería para agua pluvial

Se dispondrán cuatro bajadas de agua pluvial para drenar el techo de la edificación y el diámetro de cada una de ellas se calcula de la siguiente manera:

Por ser una superficie impermeable de techos se estimará una C (Relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área) de 1, debido a que se quiere 0 por ciento de infiltración. Estimando una frecuencia de ocurrencia de 10 años, un tiempo de concentración de $t = 5$ minutos y como el edificio está ubicado en la departamento de Suchitepéquez, para el cálculo de la intensidad de lluvia se utiliza la fórmula para esa región, obtenida en la tabla I.

$$i = \frac{13455,2}{T+104,14}$$

Obteniendo una $i = 123,28$ mm/hora.

El área a drenar por cada bajada será de 133 m^2 o 0,013 hectáreas, que es la cuarta parte del área total de techo por haber cuatro bajadas, encontrando el caudal con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{\text{C.I.A.}}{360}$$

Obteniendo un caudal de $Q = 0,0044 \text{ m}^3/\text{s} = 4,45 \text{ l/s}$

Luego, se calcula el diámetro de la tubería, por medio de la fórmula de Manning, de la siguiente manera:

$$D = \left(\frac{691\,000 \times Q \times N}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad $N = 0,01$. Se estimará una pendiente de 1%, quedando:

$$D = \left(\frac{691\,000 \times 0,0044 \text{ m}^3/\text{seg} \times 0,01}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 8,53 \text{ cm} = 3,36 \text{ pulgadas.}$$

Se recomienda utilizar tubería de PVC de 4" de diámetro.

Colector de bajadas de agua:

El área a drenar será de 266 metros cuadrados o 0,026 hectáreas, que es la unión de dos bajadas de agua, encontrando el caudal:

$$q = 0,009 \text{ m}^3/\text{s} = 8,9 \text{ l/s}$$

Asumiendo diámetro = 6"

$$V = \left(\frac{1}{N} \right) 0,03429 (D^{2/3}) \left(\frac{S}{100} \right)^{1/2}$$

$$V = 1,13 \text{ m/s}$$

Caudal a sección llena:

$$Q = 1,13 \text{ m/s} \times 0,018 \text{ m}^2 \times 1000 \text{ l} = 20,38 \text{ l/s}$$

Relación hidráulica

$$q/Q = 8,9/20,38 = 0,43; \text{ cumple la condición: } q/Q < 1$$

se encuentra la relación v/V en la tabla de elementos hidráulicos, la cual equivale a 0,964, resolvemos a:

$$v = 0,964 \times 1,13 \text{ m/s} = 1,089 \text{ m/s}; \text{ cumple la condición: } 0,3 \text{ m/s} \geq v \leq 3 \text{ m/s}$$

$d/D = 0,46$; cumple la condición: $0,1 \geq d/D \leq 0,75$.

El diámetro asumido cumple con todas las condiciones de diseño.

Se utilizara tubería de 6" de diámetro para tubería principal.

2.2.7. Evaluación de impacto ambiental

A continuación se presentan las variables que influyen de manera adversa en el proyecto de la infraestructura, además, se presenta las medidas de mitigación aplicables, para lograr un impacto ambiental negativo mínimo.

- Medio ambiente

Tierras

Este factor tendrá un impacto negativo pequeño en la fase de funcionamiento, debido a que la edificación, impermeabilizará la superficie donde se encontrará dicha construcción, lo que incide perjudicialmente en el ciclo hidrológico natural del agua, evitando así, que la escorrentía superficial fluya de manera natural por la superficie terrestre.

- Mitigación

Planear construcción de jardines en el área, así como la siembra de árboles en áreas circunvecinas.

Ecosistema

- Vegetación natural y cultivos

La vegetación propia del lugar tendrá un impacto negativo pequeño, ya que, cualquier tipo de vegetación o cultivo existente, tendrá que ser eliminado.

Medidas de mitigación

Se propone la forestación y jardinería de áreas circunvecinas con especies propias de la región.

- Problemas ambientales

Contaminación del suelo, ruido y vibración

En las diferentes fases de construcción de la edificación escolar, se utilizarán herramientas, manuales, eléctricas y de otro tipo, las cuales pueden influir directamente en el bienestar de los habitantes de la aldea, ya que este tipo de herramienta, produce ruidos y vibraciones de magnitud considerable, que ocasionarán un ambiente de confort auditivo desfavorable.

El concreto, es una mezcla de diferentes componentes químicos, los cuales puede afectar los estratos superficiales del subsuelo, incorporando componentes ajenos a los nutrientes benéficos de las especies forestales y agroforestales propias de la región, evitando de esta manera, la reproducción y crecimiento de los distintos tipos de especies que forman parte de la flora de la aldea Chitá.

Mitigación

- Restringir uso de maquinaria pesada en horas nocturnas, para fomentar el confort auditivo de los habitantes de la aldea.
- Después de cada jornada de trabajo, limpiar el área (recoger madera, clavos, restos de mezcla, etc.).
- En el momento de iniciar la construcción, señalar el área de trabajo.

2.2.8. Planos

Después de realizar los procedimientos descritos en las secciones anteriores, es necesario plasmar los resultados en planos. Estos son representaciones gráficas que detallan todas las partes y los trabajos a realizar en el proyecto. Se utilizan para presupuestar, contratar y construir los diferentes elementos del mismo.

Los planos elaborados para el salón comunal de la aldea Chitá, Zunilito, Suchitepéquez, son los siguientes:

- Planta general o planta amueblada
- Planta acotada
- Planta de acabados
- Elevaciones y secciones
- Planta de cimientos y distribución de columnas
- Planta de techos
- Instalación hidráulica y sanitaria
- Instalación eléctrica

2.2.9. Presupuesto y cronograma de ejecución

El presupuesto es un documento que debe incluirse en el diseño de todo proyecto de ingeniería ya que da a conocer al propietario si el mismo es rentable, posible y conveniente en su ejecución. Los costos de cada elemento de la construcción se deducen de los planos y de las especificaciones y condiciones que se determinan en la memoria descriptiva de la obra. El presupuesto del proyecto del salón comunal se describe en el anexo.

Para la elaboración del cronograma de ejecución se tomaron en cuenta los rendimientos y el número de trabajadores que deben laborar en la construcción del salón.

CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado –EPS- permite conocer a profundidad la situación en que se encuentran las comunidades del interior de la república. Con el trabajo de campo se hace un mejor estudio para diseñar con certeza, los proyectos de infraestructura que se adecúan a las necesidades de la comunidad, contribuyendo de esta manera, con un servicio para la población guatemalteca.
2. El diseño de la red de drenaje mejorará las condiciones sanitarias y urbanísticas de la aldea San Lorencito, eliminando la contaminación producida por las aguas servidas descargadas a cielo abierto, y por ende, disminuyendo las enfermedades gastrointestinales que afectan a la población.
3. Se estipuló que para el tratamiento de las aguas negras, se utilizará un sistema de fosa séptica y zanjas de absorción con capacidad para servir a los vecinos de cada uno de los sectores de la aldea.
4. En el análisis y diseño de un salón comunal, como el propuesto en el presente trabajo de graduación, se deben tomar en cuenta factores como las dimensiones del terreno, el clima, la región y las costumbres, entre otras; para garantizar a los usuarios la funcionalidad, seguridad y comodidad requeridas.
5. El resultado del estudio de impacto ambiental, muestra que tanto en la construcción del salón comunal, como la del sistema de drenaje

sanitario, tienen una consecuencia poco significativa en el ambiente, por lo cual, la construcción de estos proyectos es viable desde esta perspectiva.

RECOMENDACIONES

1. Garantizar la supervisión técnica por parte de un profesional de la ingeniería, durante la construcción de los proyectos, esto con el fin de cumplir con las especificaciones técnicas, calidad de los materiales y seguir a cabalidad los planos.
2. Debido a la constante fluctuación de precios, tanto en los materiales de construcción como en la mano de obra, se deben actualizar los presupuestos de los proyectos, cuando se realicen las construcciones.
3. Contratar personal calificado para la construcción del drenaje sanitario y salón comunal, para, así, garantizar la calidad en la construcción de las obras.
4. Es necesario tomar en cuenta la opinión de los habitantes de las comunidades para identificar los problemas y necesidades que afrontan haciendo énfasis en los problemas básicos.
5. No debe de usarse desinfectantes de alto poder para la limpieza de los servicios sanitarios o de cualquier otro receptáculo de aguas servidas que desagüen a la tubería de la fosa séptica, ya que alteran el proceso biológico que se efectúa en ella.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Código de diseño de hormigón armado: 318–99*. Estados Unidos: ACI, 1999. 586 p.
2. CABRERA, Jadenon Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentación 1*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1994. 145 p.
3. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para el diseño de alcantarillado sanitario*. Guatemala: INFOM, 2001. 30 p.
4. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999. 706 p.
5. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural Sísmica. *Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la república de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2002. 22 p.

APÉNDICE

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO
ALDEA SAN LORENCITO, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ

PRESUPUESTO POR RENGLONES

No.	RENLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
1,00	PRELIMINARES				
1,01	TRAZO Y ESTAQUEO	ML	1209,20	Q 23,58	Q 28.518,26
1,02	EXCAVACIÓN DE ZANJA	M ³	1174,69	Q 95,49	Q 112.172,42
1,03	RELLENO Y COMPACTACIÓN	M ³	1174,69	Q 24,45	Q 28.720,67
	SUBTOTAL				Q169.411,35
2,00	COLOCACIÓN DE TUBERÍA				
2,01	LÍNEA DE DRENAJE DE 6"	ML	1159,64	Q 84,96	Q 98.521,53
2,02	CONEXIONES DOMICILIARES	UNIDAD	130,00	Q 665,07	Q 86.459,38
	SUBTOTAL				Q184.980,91
3,00	POZOS DE VISITA				
3,01	POZO DE VISITA TIPO 1, H = 1,50 a 1,56 m.	UNIDAD	21,00	Q 4.248,67	Q 89.222,17
3,02	POZO DE VISITA TIPO 2, H = 2,20 y 2,25 m.	UNIDAD	2,00	Q 6.852,07	Q 13.704,14
3,03	POZO DE VISITA TIPO 3, H = 2,50 a 2,62 m.	UNIDAD	2,00	Q 7.725,20	Q 15.450,39
3,04	POZO DE VISITA TIPO 4, H = 2,67 m.	UNIDAD	2,00	Q 7.982,00	Q 15.964,00
3,05	POZO DE VISITA TIPO 5, H = 2,76 m.	UNIDAD	1,00	Q 8.373,16	Q 8.373,16
3,06	POZO DE VISITA TIPO 6, H = 3,35 a 3,39 m.	UNIDAD	3,00	Q 9.939,65	Q 29.818,95
3,07	POZO DE VISITA TIPO 7, H = 3,51 m.	UNIDAD	1,00	Q 10.299,17	Q 10.299,17
3,08	POZO DE VISITA TIPO 8, H = 3,76 m.	UNIDAD	1,00	Q 10.941,18	Q 10.941,18
3,09	POZO DE VISITA TIPO 9, H = 3,88 m.	UNIDAD	1,00	Q 11.249,34	Q 11.249,34
	SUBTOTAL				Q205.022,49
4,00	FOSA SÉPTICA				
4,01	FOSA SÉPTICA Y ZANJAS DE ABSORCIÓN, 450 HAB.	UNIDAD	3,00	Q 108.055,60	Q 324.166,79
	SUBTOTAL				Q324.166,79
Costo Total de Alcantarillado Sanitario				Q	883.581,53

Fuente: elaboración propia.

PROYECTO: DISEÑO DE SALÓN COMUNAL
ALDEA CHITÁ, ZUNILITO, SUCHITEPÉQUEZ

PRESUPUESTO POR RENGLONES

No.	RENLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
1,00	PRELIMINARES				
1,01	LIMPIEZA GENERAL	M ²	561,00	Q 4,89	Q 2.743,25
1,02	TRAZO Y ESTAQUEO	ML	114,35	Q 24,45	Q 2.795,81
	SUBTOTAL				Q 5.539,06
2,00	CIMENTACIÓN				
2,01	EXCAVACIÓN DE ZANJA	M ³	40,02	Q 47,75	Q 1.910,90
2,02	RELLENO Y COMPACTACIÓN	M ³	17,72	Q 24,45	Q 433,35
2,03	CIMIENTO CORRIDO	ML	114,35	Q 200,52	Q 22.930,00
	SUBTOTAL				Q 25.274,25
3,00	MURO				
3,01	LEVANTADO DE BLOCK DE 0,19x0,19x0,39m	M ²	388,79	Q 155,17	Q 60.330,30
3,02	LEVANTADO DE BLOCK DE 0,10x0,19x0,39m	M ²	12,20	Q 200,70	Q 2.448,58
3,03	SOLERAS	ML	457,40	Q 147,18	Q 67.319,90
3,04	COLUMNAS	ML	177,00	Q 222,60	Q 39.399,45
3,05	MOCHETAS Y SILLARES	ML	25,00	Q 105,32	Q 2.632,88
	SUBTOTAL				Q172.131,12
4,00	ACABADOS				
4,01	REPELLO	M ²	400,99	Q 86,54	Q 34.700,08
4,02	CERNIDO	M ²	400,99	Q 83,73	Q 33.574,55
4,03	PISO DE CONCRETO Y ESCENARIO	M ²	561,00	Q 226,65	Q 127.148,36
	SUBTOTAL				Q195.423,00
5,00	PUERTAS Y VENTANEARÍA				
5,01	PUERTAS	GLOBAL	1,00	Q 10.238,05	Q 10.238,05
5,02	VENTANAS	GLOBAL	1,00	Q 40.759,33	Q 40.759,33
	SUBTOTAL				Q 50.997,39
6,00	INSTALACIONES				
6,01	INSTALACIÓN ELÉCTRICA	GLOBAL	1,00	Q 49.140,81	Q 49.140,81
6,02	INSTALACIÓN HIDRÁULICA	GLOBAL	1,00	Q 5.150,63	Q 5.150,63
6,03	INSTALACIÓN SANITARIA	GLOBAL	1,00	Q 19.061,10	Q 19.061,10
	SUBTOTAL				Q 73.352,54
7,00	TECHOS				
7,01	TECHOS	GLOBAL	1,00	Q 393.751,03	Q 393.751,03
	SUBTOTAL				Q393.751,03

Costo Total de Alcantarillado Sanitario	Q 916.468,38
--	---------------------

Fuente: elaboración propia.



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0345 S.S.

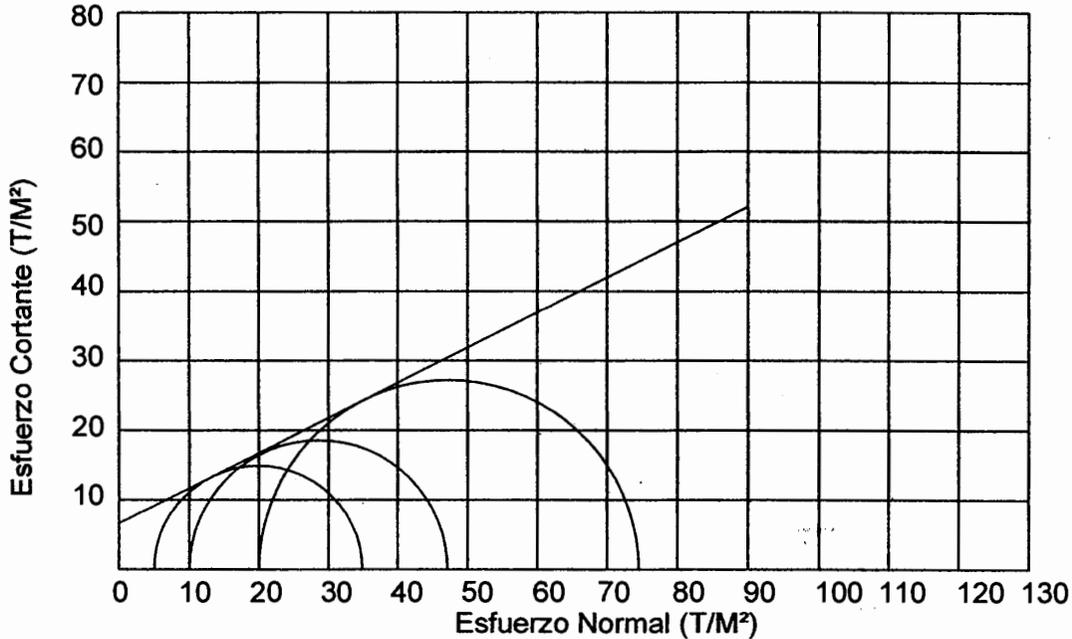
O.T.: 28,783

INTERESADO: Felipe Antonio Poz Arroyo

PROYECTO: EPS-Diseño de salon comunal para la Aldea San Lorencito, Zunilito, Suchitepequez.

Fecha: 22 de agosto del 2011

pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 26.80^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 6.64 \text{ T/m}^2$
---	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla limosa color café.

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	29.84	37.19	54.49
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	3.0	5.0	12.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.45	1.45	1.45
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.70	1.70	1.70
HUMEDAD (%H)	17.5	17.5	17.5



Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela *González Morales*
DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Diseño de la red de drenaje sanitario

TRAMOS		COTA DE TERRENO		D.H. (m)	5% TERRENO	VIVIENDAS			# DE HAB.		F.H.		Q. dom		Q. c.i.		Q. m=Q. sani.		FQM		Q. dis. (lts/seg)		Ø	PEND. TUBO %	TUB. SECC. LLENA		Relacion q/Q		RELAC. ACTUALES		RELAC. FUTURAS		velocidad de Diseño		Cotas Invert		altura de pozo	
a	b	INICIAL	FINAL			PRES.	ACUM	FUT.	ACTUAL	FUTURA	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	actual	futuro			PVC	TUBO %	V (m/s)	Q (lts/s)	actual	futuro	v/V	d/D	v/V	d/D	actual	Futura	salida	entrada
PV-0	PV-1	1062.60	1061.45	46.80	2.46	3	3	7	27	66	4.362	4.289	0.038	0.091	0.004	0.009	0.041	0.100	0.002	0.002	0.236	0.562	6	2.50	1.790	32.656	0.007	0.017	0.292	0.061	0.378	0.091	0.523	0.676	1061.40	1060.23	1.20	1.22
PV-1,1	PV-1	1060.00	1061.45	20.50	-7.07	2	2	5	18	44	4.386	4.326	0.025	0.061	0.003	0.006	0.028	0.067	0.002	0.002	0.158	0.378	6	2.00	1.601	29.209	0.005	0.013	0.267	0.053	0.348	0.080	0.427	0.557	1058.80	1058.39	1.20	3.06
PV-1	PV-2	1061.45	1059.65	74.30	2.42	8	13	19	72	175	4.224	4.089	0.163	0.394	0.016	0.039	0.179	0.434	0.002	0.002	0.988	2.322	6	1.30	1.291	23.549	0.042	0.099	0.495	0.140	0.637	0.212	0.639	0.822	1058.36	1058.45	3.09	1.20
PV-2	PV-3	1059.65	1050.25	78.05	12.04	7	20	17	63	153	4.164	4.004	0.250	0.607	0.025	0.061	0.275	0.667	0.002	0.002	1.499	3.498	6	12.01	3.923	71.561	0.021	0.049	0.399	0.103	0.525	0.154	1.564	2.060	1058.42	1049.05	1.23	1.20
PV-0	PV-0,1	1062.60	1058.70	42.85	9.10	5	5	12	45	109	4.324	4.233	0.063	0.152	0.006	0.015	0.069	0.167	0.002	0.002	0.389	0.925	6	9.10	3.416	62.309	0.006	0.015	0.281	0.058	0.362	0.085	0.960	1.235	1061.40	1057.50	1.20	1.20
PV-0,1	PV-5	1058.70	1054.20	45.35	9.92	8	13	19	72	175	4.224	4.089	0.163	0.394	0.016	0.039	0.179	0.434	0.002	0.002	0.988	2.322	6	9.86	3.555	64.843	0.015	0.036	0.368	0.088	0.468	0.127	1.308	1.664	1057.47	1053.00	1.23	1.20
PV-5	PV-4	1054.20	1052.15	55.35	3.70	5	18	12	45	109	4.180	4.026	0.225	0.546	0.023	0.055	0.248	0.601	0.002	0.002	1.354	3.166	6	3.70	2.179	39.748	0.034	0.080	0.468	0.127	0.596	0.190	1.020	1.299	1052.97	1050.95	1.23	1.20
PV-4	PV-3	1052.15	1050.25	50.00	3.80	2	20	5	18	44	4.164	4.004	0.250	0.607	0.025	0.061	0.275	0.667	0.002	0.002	1.499	3.498	6	3.74	2.190	39.942	0.038	0.088	0.479	0.132	0.615	0.200	1.049	1.347	1050.92	1049.05	1.23	1.20
SUB-TOTAL DE SECTOR 3						40		97	360	874																												
PV-6,1	PV-6	1043.90	1045.10	43.60	-2.75	5	5	12	45	109	4.324	4.233	0.063	0.152	0.006	0.015	0.069	0.167	0.002	0.002	0.389	0.925	6	1.50	1.387	25.295	0.015	0.037	0.368	0.087	0.473	0.130	0.510	0.656	1042.70	1042.05	1.20	3.05
PV-6	PV-7	1045.10	1044.80	23.50	1.28	2	7	5	18	44	4.293	4.188	0.088	0.212	0.009	0.021	0.096	0.234	0.002	0.002	0.541	1.281	6	1.00	1.132	20.654	0.026	0.062	0.432	0.112	0.560	0.170	0.489	0.634	1042.02	1041.78	3.08	3.02
PV-7	PV-8	1044.80	1043.40	51.90	2.70	5	12	12	45	109	4.234	4.103	0.150	0.364	0.015	0.036	0.165	0.400	0.002	0.002	0.915	2.151	6	1.00	1.132	20.654	0.044	0.104	0.501	0.142	0.651	0.220	0.567	0.737	1041.75	1041.23	3.05	2.17
PV-8	PV-9	1043.40	1041.20	25.95	8.48	1	13	2	9	22	4.224	4.089	0.163	0.394	0.016	0.039	0.179	0.434	0.002	0.002	0.988	2.322	6	4.63	2.437	44.451	0.022	0.052	0.408	0.102	0.528	0.155	0.994	1.287	1041.20	1040.00	2.20	1.20
PV-9	PV-10	1041.20	1038.40	30.35	9.23	1	14	2	9	22	4.215	4.075	0.175	0.425	0.018	0.042	0.193	0.467	0.002	0.002	1.062	2.492	6	9.13	3.421	62.396	0.017	0.040	0.375	0.090	0.490	0.137	1.283	1.676	1039.97	1037.20	1.23	1.20
PV-10	PV-11	1038.40	1037.30	23.65	4.65	2	16	5	18	44	4.197	4.049	0.200	0.485	0.020	0.049	0.220	0.534	0.002	0.002	1.209	2.831	6	4.52	2.408	43.931	0.028	0.064	0.439	0.115	0.560	0.170	1.057	1.349	1037.17	1036.10	1.23	1.20
PV-11,2	PV-11,1	1041.00	1039.00	63.55	3.15	13	13	32	117	284	4.224	4.089	0.163	0.394	0.016	0.039	0.179	0.434	0.002	0.002	0.988	2.322	6	3.15	2.009	36.640	0.027	0.063	0.436	0.114	0.560	0.171	0.875	1.124	1039.80	1037.80	1.20	1.20
PV-11,1	PV-11	1039.00	1037.30	42.45	4.00	3	16	7	27	66	4.197	4.049	0.200	0.485	0.020	0.049	0.220	0.534	0.002	0.002	1.209	2.831	6	3.93	2.246	40.965	0.030	0.069	0.445	0.118	0.574	0.178	1.000	1.288	1037.77	1036.10	1.23	1.20
PV-11	PV-12	1037.30	1034.50	64.50	4.34	8	40	19	72	175	4.043	3.837	0.500	1.214	0.050	0.121	0.550	1.335	0.002	0.002	2.911	6.706	6	4.29	2.346	42.801	0.068	0.157	0.577	0.180	0.730	0.270	1.354	1.713	1036.07	1033.30	1.23	1.20
PV-12	PV-13	1034.50	1035.00	60.40	-0.83	10	50	24	90	218	3.997	3.775	0.625	1.517	0.063	0.152	0.688	1.669	0.002	0.002	3.598	8.246	6	1.00	1.132	20.654	0.174	0.399	0.747	0.280	0.943	0.440	0.846	1.068	1033.27	1032.67	1.23	2.33
PV-13	PV-14	1035.00	1030.60	52.75	8.34	0	50	0	0	0	3.997	3.775	0.625	1.517	0.063	0.152	0.688	1.669	0.002	0.002	3.598	8.246	6	6.13	2.804	51.155	0.070	0.161	0.577	0.180	0.730	0.270	1.618	2.047	1032.64	1029.40	2.36	1.20
SUB-TOTAL DE SECTOR 2						50		121	450	1092																												
PV-A0	PV-A1	1042.20	1044.00	43.45	-4.14	7	7	17	63	153	4.293	4.188	0.088	0.212	0.009	0.021	0.096	0.234	0.002	0.002	0.541	1.281	6	1.00	1.132	20.654	0.026	0.062	0.431	0.112	0.556	0.169	0.488	0.629	1041.00	1040.57	1.20	3.43
PV-A1	PV-A2	1044.00	1040.20	38.95	9.76	2	9	5	18	44	4.268	4.151	0.113	0.273	0.011	0.027	0.124	0.300	0.002	0.002	0.691	1.632	6	3.94	2.248	41.008	0.017	0.040	0.375	0.090	0.486	0.136	0.843	1.093	1040.54	1039.00	3.46	1.20
PV-A2	PV-A3	1040.20	1041.25	15.00	-7.00	2	11	5	18	44	4.245	4.118	0.138	0.334	0.014	0.033	0.151	0.367	0.002	0.002	0.840	1.979	6	1.00	1.132	20.654	0.041	0.096	0.491	0.138	0.631	0.209	0.556	0.715	1038.97	1038.82	1.23	2.43
PV-A3	PV-A4	1041.25	1042.20	13.90	-6.83	3	14	7	27	66	4.215	4.075	0.175	0.425	0.018	0.042	0.193	0.467	0.002	0.002	1.062	2.492	6	1.00	1.132	20.654	0.051	0.121	0.525	0.154	0.676	0.235	0.595	0.766	1038.79	1038.65	2.46	3.55
PV-A4	PV-A5	1042.20	1041.70	10.10	4.95	1	15	2	9	22	4.206	4.062	0.188	0.455	0.019	0.046	0.206	0.501	0.002	0.002	1.135	2.662	6	1.00	1.132	20.654	0.055	0.129	0.538	0.160	0.691	0.244	0.609	0.782	1038.62	1038.52	3.58	3.18
PV-A5,1	PV-A5	1040.90	1041.70	22.10	-3.62	5	5	12	45	109	4.324	4.233	0.063	0.152	0.006	0.015	0.069	0.167	0.002	0.002	0.389	0.925	6	1.00	1.132	20.654	0.019	0.045	0.388	0.095	0.504	0.144	0.440	0.571	1039.70	1039.48	1.20	2.22
PV-A5	PV-A6	1041.70	1039.80	40.80	4.66	8	28	19	72	175	4.110	3.928	0.350	0.850	0.035	0.085	0.385	0.934	0.002	0.002	2.071	4.805	6	1.00	1.132	20.654	0.100	0.233	0.640	0.214	0.815	0.328	0.725	0.922	1038.49	1038.08	3.21	1.72
PV-A6,1	PV-A6	1039.10	1039.80	43.80	-1.60	6	6	15	54	131	4.308	4.210	0.075	0.182	0.008	0.018	0.083	0.200	0.002	0.002	0.465	1.103	6	1.00	1.132	20.654	0.023	0.053	0.411	0.104	0.531	0.157	0.466	0.602	1037.90	1037.46	1.20	2.34
PV-A6	PV-A7																																					

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- LA PROFUNDIDAD MINIMA DE POCOS DE VISITA SE CONSIDERA DE UNA ALTURA DE 1.20 METROS.
- LA TUBERIA UTILIZAREMOS DE PVC 1" NORMA PRINCIPAL Y 4" PARA LAS CONEXIONES DOMICILIARES.
- ASESORAR AL CLIENTE EN EL TIPO DE CONCRETO DE DIAMETRO 12". SE LE CONSTRUIRA SU FONDO, TAPADERA Y BOCAL DE CONCRETO.
- SE LE ASSESORARA EN LAS CONDICIONES DOMICILIARES SEAN SILETA DE 644, CODO 90° Y 4", CAMO REDUCTOR 483 DE P.V.C. NORMA ASTM F49 RESPECTIVAMENTE.

NOMENCLATURA

- P.V.-No. NUMERO DE POZO DE VISITA
- ELEV. No. ELEVACION DE POZO
- POZO DE VISITA
- DIRECCION DE FLOTANTE DE TUBERIA
- TUBERIA DE P.V.C. (DIAMETRO INDICADO)
- CASAS A SERVIR
- EST.-No. NUMERO DE ESTACION
- FOSA SEPTICA
- RIACHUELO
- AREA VERDE

LIBRETA TOPOGRAFICA

EST.	P.D.	AZIMUTH	D.H.
1	2	19 44'55"	78.05
2	3	93 28'07"	74.30
3	4	198 00'00"	20.50
4	5	96 08'56"	46.80
5	6	206 27'58"	42.85
6	7	211 08'57"	45.35
7	8	277 13'14"	105.35
8	9	281 35'52"	43.60
9	10	115 08'34"	23.50
10	11	105 37'29"	51.90
11	12	101 40'17"	25.95
12	13	111 4'52"	30.35
13	14	216 16'56"	23.65
14	14.1	288 53'24"	42.45
14.1	14.2	286 27'31"	63.55
14	15	216 01'44"	64.50
15	16	283 13'38"	60.40
16	17	222 33'07"	52.75
17	18	280 12'13"	71.35
18	19	269 24'01"	27.35
19	20	197 43'05"	15.00
20	21	269 04'13"	38.95
21	21.1	210 01'58"	43.45
21.1	21.2	210 01'58"	43.45
22	23	206 59'00"	13.90
23	24	215 29'55"	10.10
24	24.1	88 16'53"	22.10
24.1	25	205 13'56"	40.80
25	25.1	86 27'01"	43.80
25.1	26	192 40'57"	2.40
26	26.1	261 51'05"	25.40
26.1	27	192 40'57"	9.60
27	28	86 23'31"	47.90
28	29	106 16'14"	40.20
29	30	88 52'47"	5.10
30	31	138 39'52"	94.75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: PARA LA ALDEA SAN LORENZITO, ZUMILITO, SUCHITEPEQUEZ

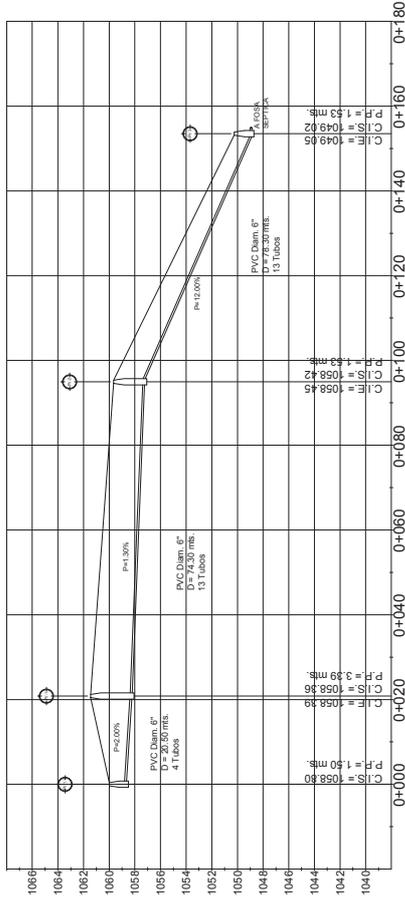
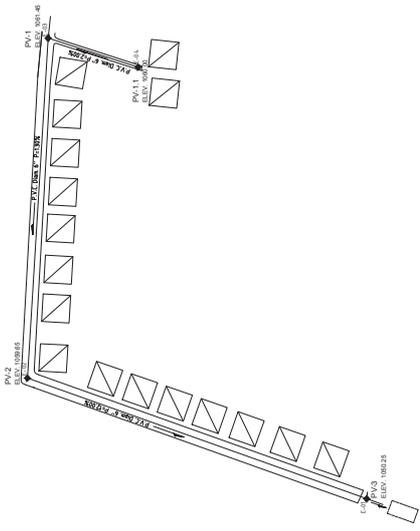
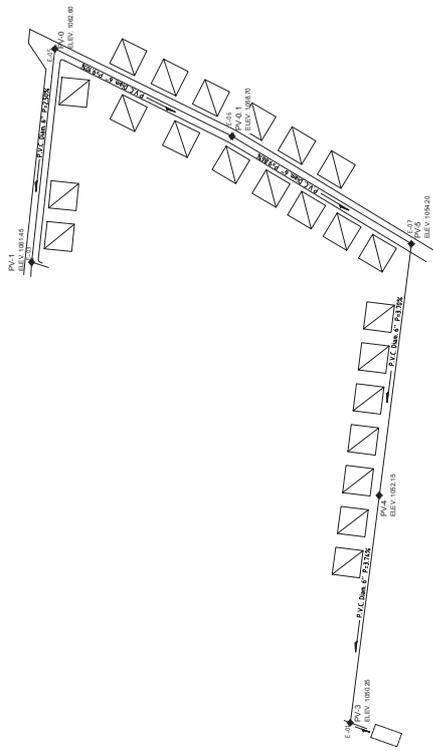
CONTENIDO:	PLANTA GENERAL	ESCALA:	INDICADA
EPS:	MUNICIPALIDAD DE ZUMILITO SUCHITEPEQUEZ	FECHA:	MAYO 2011
PROYECTADO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	CALCULO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
REVISADO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	DIBUJO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO

ING. SILVIO ROSE RODRIGUEZ
ASISOR SUPERVISOR

FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
EPSISTA

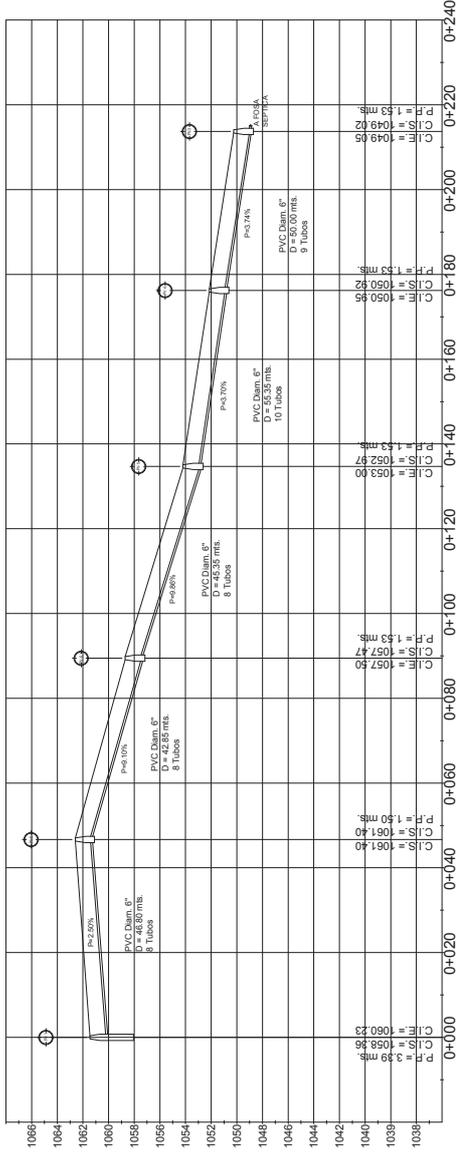
PLANTA GENERAL

SIN ESCALA



PLANTA Y PERFIL TRAMO PV1.1 - PV5
SIN ESCALA

NOMENCLATURA	
	INECA POZO DE VISTA (ELEVACION)
	INECA POZO DE VISTA (PLANTAL)
	INECA TUBERIA CENTRAL (PLANTAL)
	POZO DE VISTA
	CLEA
	COTA INVERT DE ENTRADA
	C.S.B.
	COTA INVERT DE SALIDA
	P.P.T.
	PROFUNDIDAD DE POZO
	INECA DIRECCION DE AGUAS NEGRIAS
	DAM
	DAM DE PRO DE TUBERIA

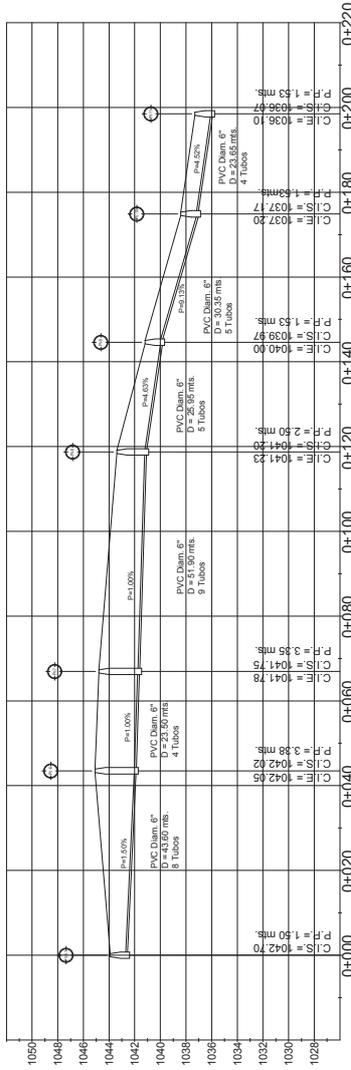
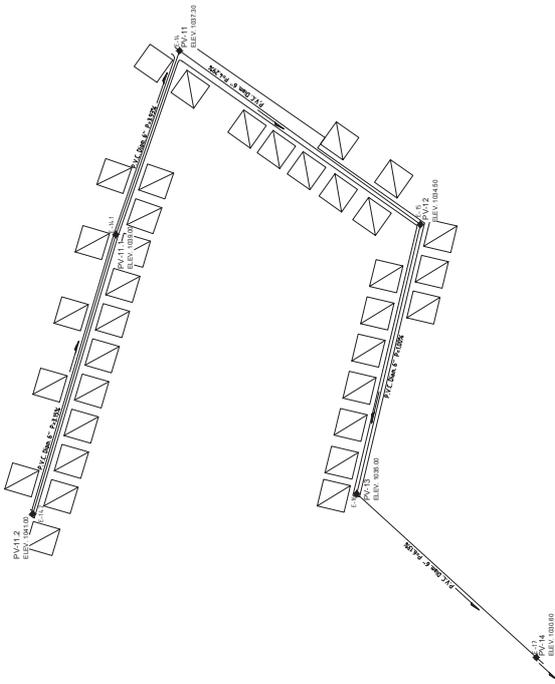
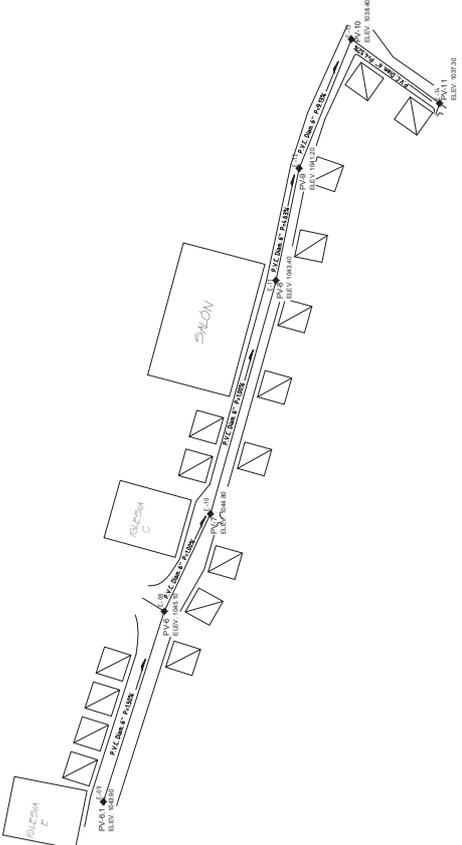


PLANTA Y PERFIL TRAMO PV1-2 - PV6
SIN ESCALA



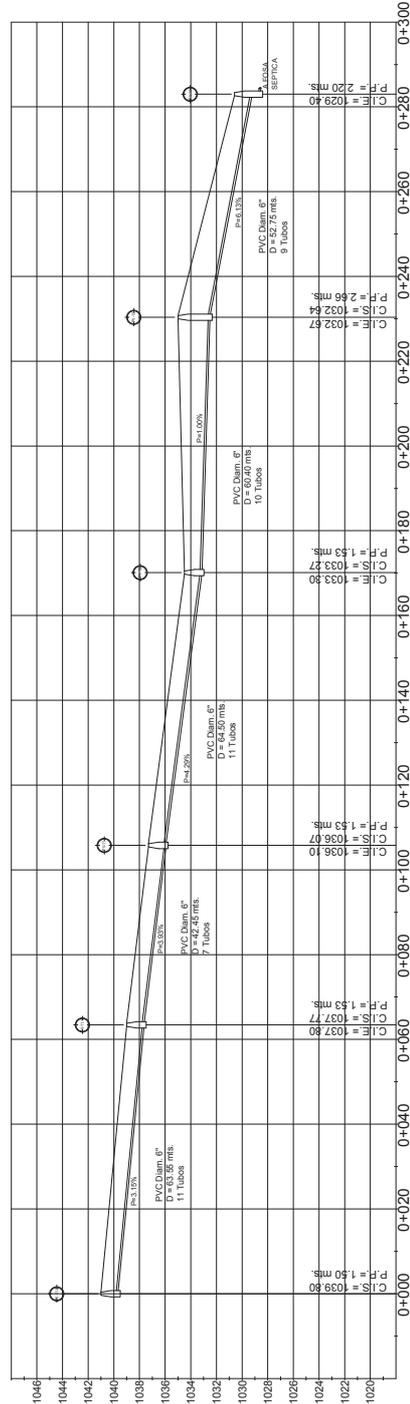
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTO: PARA LA ADECUACION DEL SISTEMA DE RIEGO EN LA COMUNIDAD DE SAN JUAN DE LOS RIOS

CONTENIDO		ESCALA	
PLANTA + PERFIL	INDICADA	FECHA:	MAYO 2011
MUNICIPALIDAD DE ZUNILITO	INGENIERO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	CALCULO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
DISEÑO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	REVISADO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO



PLANTA Y PERFIL TRAMO PV6.1 - PV11

SN ESCALA



PLANTA Y PERFIL TRAMO PV11.2 - PV14

SN ESCALA

NOMENCLATURA	
	INDICA PIZO DE VISTA ELEVACION
	INDICA TUBERIA CENTRAL PLANTAL
	PIZO DE VISTA
	CEA
	C.S.B
	P.P.T.
	INDICA DIRECCION DE AGUAS NEGRAS
	DIAMETRO DE TUBERIA



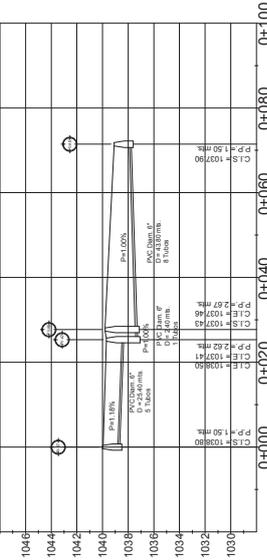
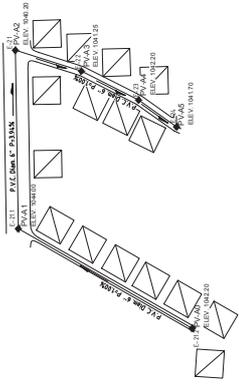
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: PARA LA ADECUACION DEL DISTRITO ZONILITO SUCIHERROQUEZ

CONTENIDO:	PLANTA + PERFIL	ESCALA:	INDICADA
EPS:	MUNICIPALIDAD DE ZONILITO	FECHA:	MARZO 2012
ELABORADO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	CALCULO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
REVISADO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	PROYECTO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO

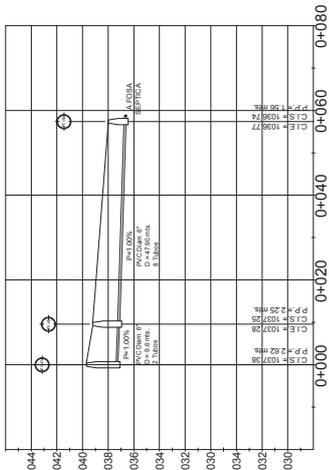
ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ
ASISOR SUPERVISOR

FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
EFECTISTA



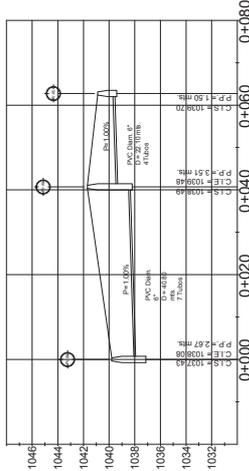
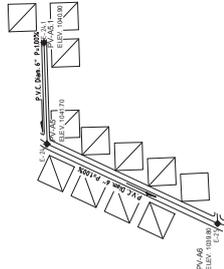
PLANTA Y PERFIL TRAMO PVA7.1 - PVA6.1

SIN ESCALA



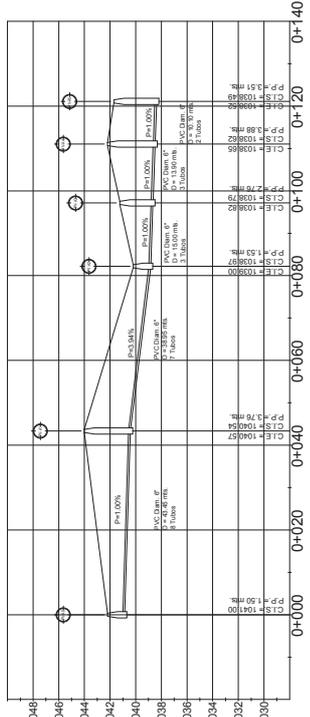
PLANTA Y PERFIL TRAMO PVA7 - PV14

SIN ESCALA



PLANTA Y PERFIL TRAMO PVA6 - PVA5.1

SIN ESCALA



PLANTA Y PERFIL TRAMO PVA0 - PVA5

SIN ESCALA

NOBENCLATURA

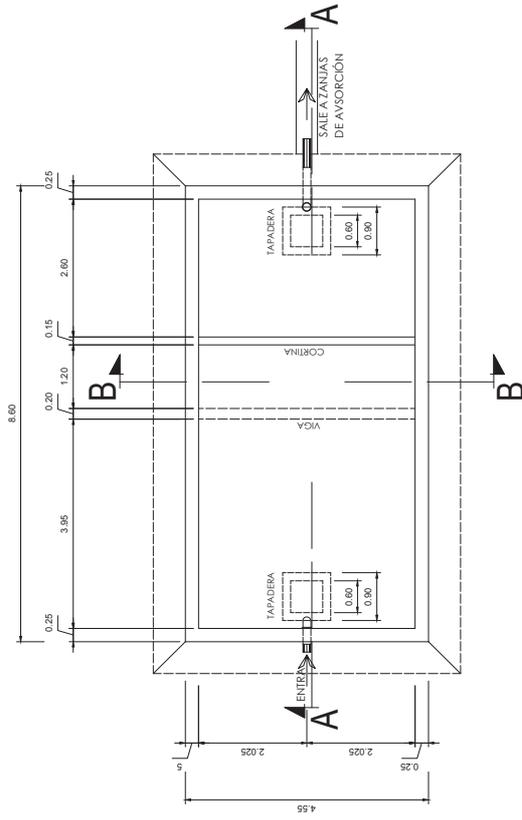
—	INDICA POZO DE VISTA ELEVACION
—	INDICA POZO DE VISTA PLANTA
—	INDICA TUBERIA CENTRAL (PLANTA)
—	POZO DE VISTA
PV	COTA INVERT DE ENTRADA
C.I.E.A.	COTA INVERT DE SALIDA
C.I.S.B.	PROFUNDIDAD DE POZO
P.P.T.	INDICA DIRECCION DE AGUAS REVERAS
Dim.	DIAMETRO DE TUBERIA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

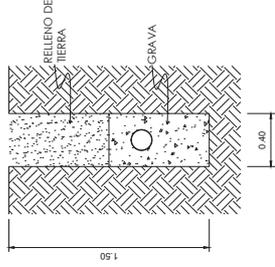
PROYECTO: PARA LA ADECUACION DEL SERVICIO DE AGUAS REVERAS EN EL MUNICIPIO DE SAN JUAN CANTON, ZUMILITO, SUCRE, GUATEMALA

CONTENIDO:	PLANTA + PERFIL	ESCALA:	INDICADA
EPS:	MUNICIPALIDAD DE ZUMILITO	FECHA:	MAYO 2011
ELABORADO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	CALCULO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
REVISADO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	DISEÑO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO



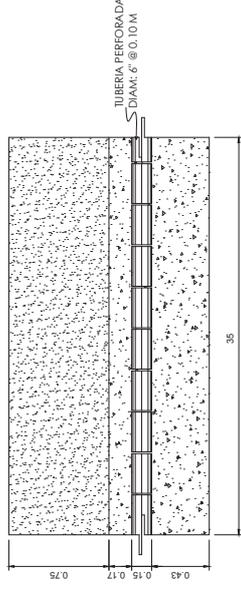
PLANTA FOSA SEPTICA

SIN ESCALA



SECCION TRANSVERSAL
ZANJA DE ABSORCIÓN

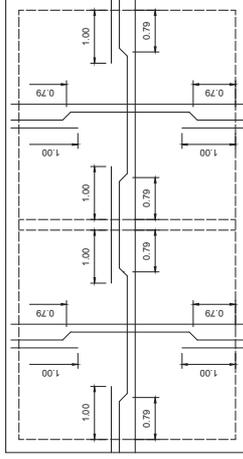
SIN ESCALA



SECCION LONGITUDINAL
ZANJA DE ABSORCIÓN

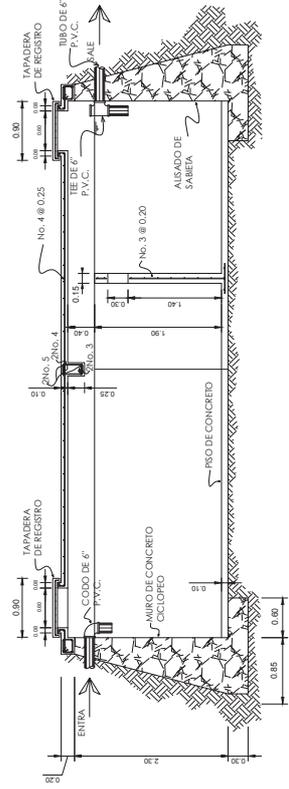
SIN ESCALA

CORRIDOS No. 4 @ 0.25



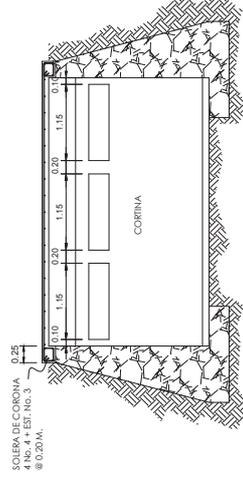
PLANTA ARMADO DE LOSA

SIN ESCALA



CORTE A-A DE FOSA

SIN ESCALA



CORTE B-B DE FOSA

SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- Materiales a usar:
Concreto: 1c 210 kg/cm² a los 28 días
Acero de refuerzo: 1y 28 (0 kg/cm²)
- Para piso, compactar una capa de material de 10 centímetros como mínimo.
- Tiempo máximo de colocación de concreto: 30 min, y no se vaciara a una altura mayor de 1.20 m.
- La proporción de concreto a utilizar: 1:2:2
- La tubería que entra a la fosa sera de P.V.C. de 6" de diámetro, norma 3394
- El concreto que se usara en relleno voluminoso de piedra y concreto.

• **IMPORTANTE:** El diseño de esta fosa ha sido elaborado para un número de habitantes no mayor de 450, por lo cual como nuestro proyecto ha sido diseñado para una población de 1170 habitantes, deberán de contarse 1 fosa por cada sector, que son 3 y cada uno llene una capacidad de aproximadamente 1/3 del total de la fosa.



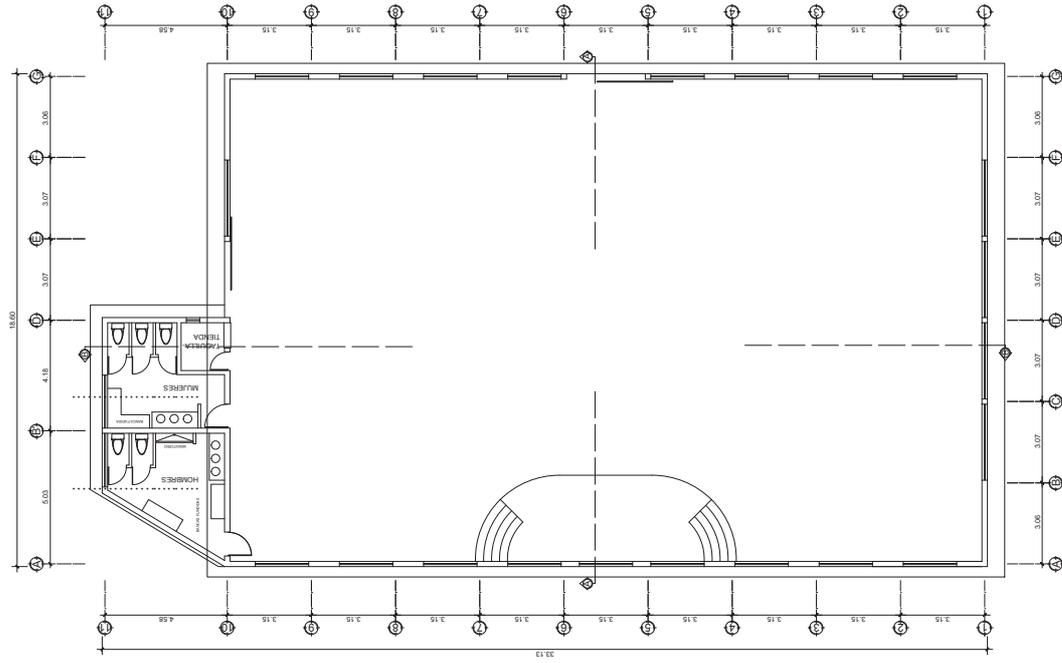
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: PARA LA ALDEA SAN LORENZITO, ZUMILITO, SUCHIPIQUÉZ

CONTENIDO:	FOSA SEPTICA	ESCALA:	INDICADA
EPS:	MUNICIPALIDAD DE ZUMILITO	FECHA:	MAYO 2011
.....	INGENIERO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	CALCULO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
.....	DISEÑO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO

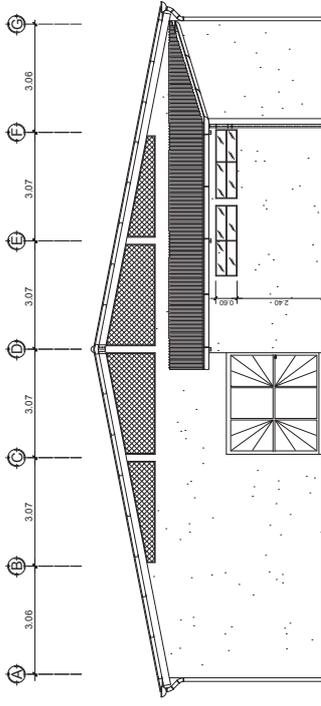
ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ
ASISOR SUPERVISOR

FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
EPSISTA



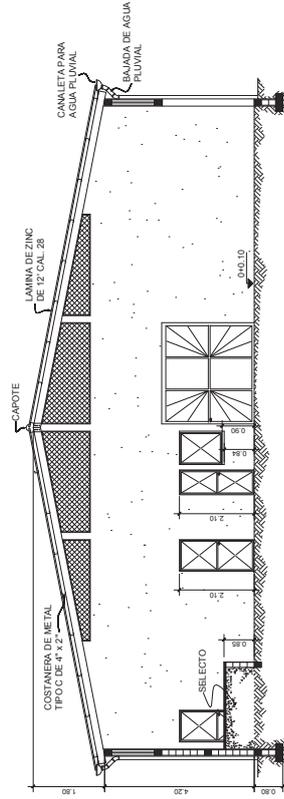
PLANTA DE GENERAL

ESCALA: 1/100



ELEVACION PRINCIPAL

ESCALA: 1/75



CORTE A-A

ESCALA: 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: ALBA CHIFA, ZENITHO, SICHIBIHQUEZ

CONTENIDO:	PLANTA GENERAL + ELEVACION Y CORTE	ESCALA:	INDICADA
EPS:	MUNICIPALIDAD DE ZENITHO SICHIBIHQUEZ	FECHA:	MARZO 2012
.....	CALCULO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
.....	DEBIDO:	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO

ING:	SILVIO JOSE RODRIGUEZ	ASISOR SUPERVISOR
	FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	EFUSSTA

NOMENCLATURA PARA ACABADOS

PAREDES	REPELLO + CERNIDO VERTICAL + PINTURA
COLUMNAS	CERNIDO VERTICAL + PINTURA
PISO	PISO DE CONCRETO 10 CM DE GROSOR
BANQUETA	PISO DE CONCRETO SISADO @ 1.00 M

PUERTAS:				
TIPO	ANCHO	ALTO	UNID.	MATERIAL
①	2.95	2.60	1	METAL CORREDIZO
②	2.87	2.60	1	METAL CORREDIZO
③	0.90	2.10	2	METAL
④	0.70	2.10	1	METAL
⑤	0.70	1.60	5	METAL

VENTANAS BALCON:						
TIPO	ANCHO	ALTO	SILLAR DINTEL	UNID.	MATERIAL	
▽	2.00	1.20	2.80	4.00	18	METAL
▽	2.00	0.60	2.40	3.00	2	METAL+VIDRIO
▽	0.50	0.55	1.00	1.55	1	METAL
▽	2.87	VARIADO	4.70	VARIADO	8	MACISA

- ### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
- EL CONCRETO A UTILIZAR SERÁ DE 210 Kg/Cm². LA PROPORCIÓN SERÁ DE 1:2:2. UN SACO DE CEMENTO, 0.55 M³ DE ARENIA, Y 0.55 M³ DE GRAVA, PARA CADA M³ DE CONCRETO.
 - EL ASESO A UTILIZAR SERÁ LEGÍTIMO, COMPRADO EN DISTRIBUIDORES RECONOCIDOS.
 - EL RECURTIMIENTO DEL ACERO EN LAS COLUMNAS, VIGAS Y SOLEAS SERÁ DE 2.50 CENTÍMETROS A MENOS QUE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO.
 - EL RECURTIMIENTO MÍNIMO EN LAS ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS SERÁ DE 7 CENTÍMETROS.
 - EL BLOCK ES DE LAS MEDIDAS SIGUIENTES: 0.19 x 0.19 x 0.39 MTS., PARA Muros EXTERIORES Y 0.10 x 0.19 x 0.39 MTS., PARA Muros DIVISORIOS EN SANITARIOS.
 - RECURTIMIENTO EN Muros: REPELLO + CERNIDO.
 - SE DEBEN HACER LOS ENSAYOS CORRESPONDIENTES A LOS MATERIALES PARA GARANTIZAR LA CALIDAD DEL PRODUCTO ADQUIRIDO.

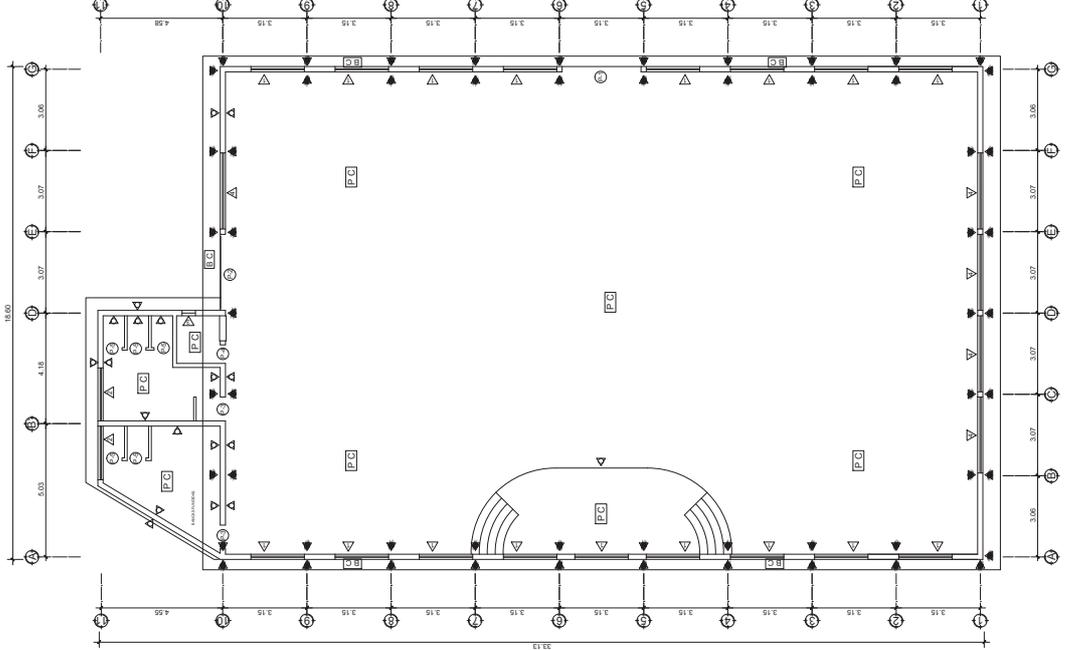


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: PLANTA ACOTADA Y PLANTA DE ACABADOS	ESCALA: INDICADA
FECHA: MARZO 2012	
CALCULO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	
DIBUJO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	

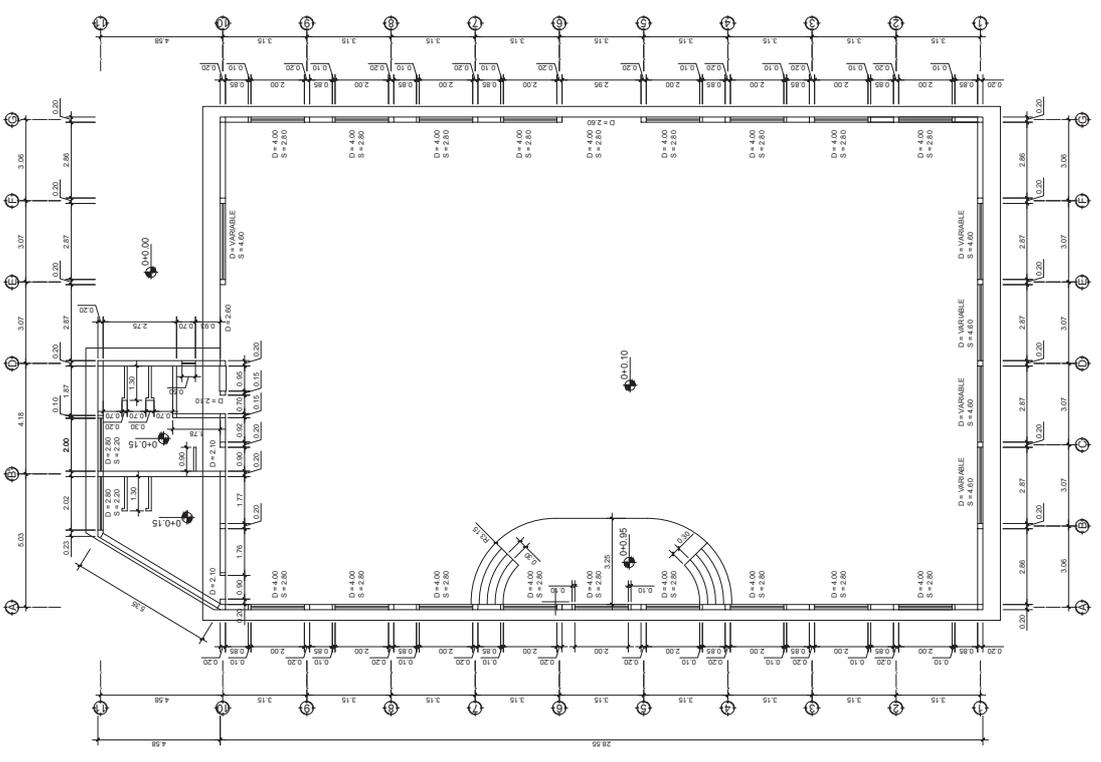
ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ
ASISOR SUPERVISOR

FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
EFECTISTA



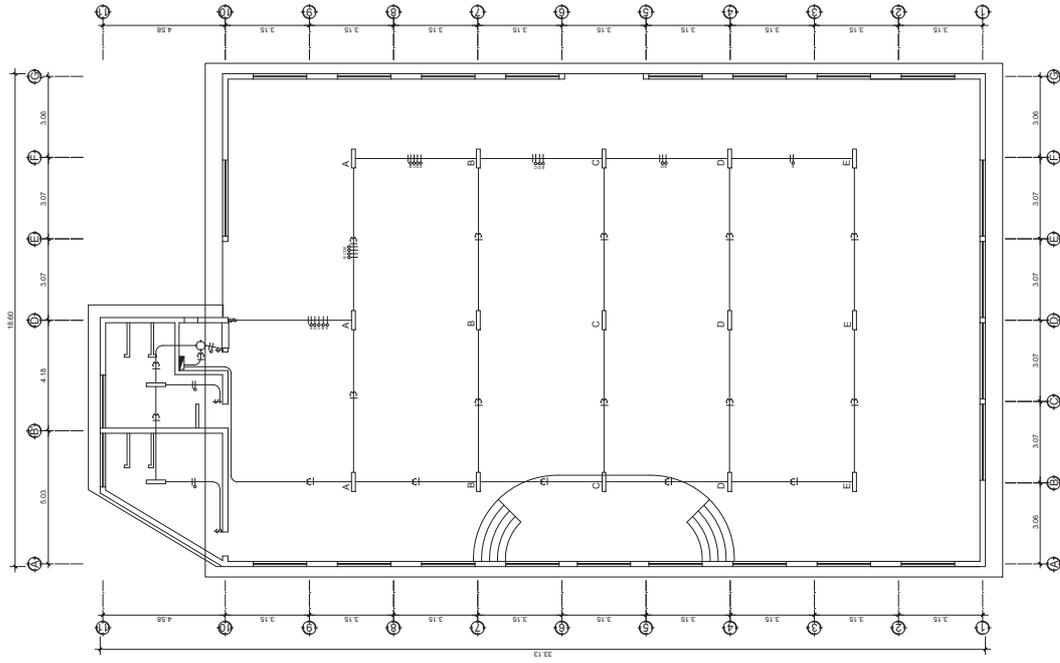
PLANTA DE ACABADOS

ESCALA: 1/100



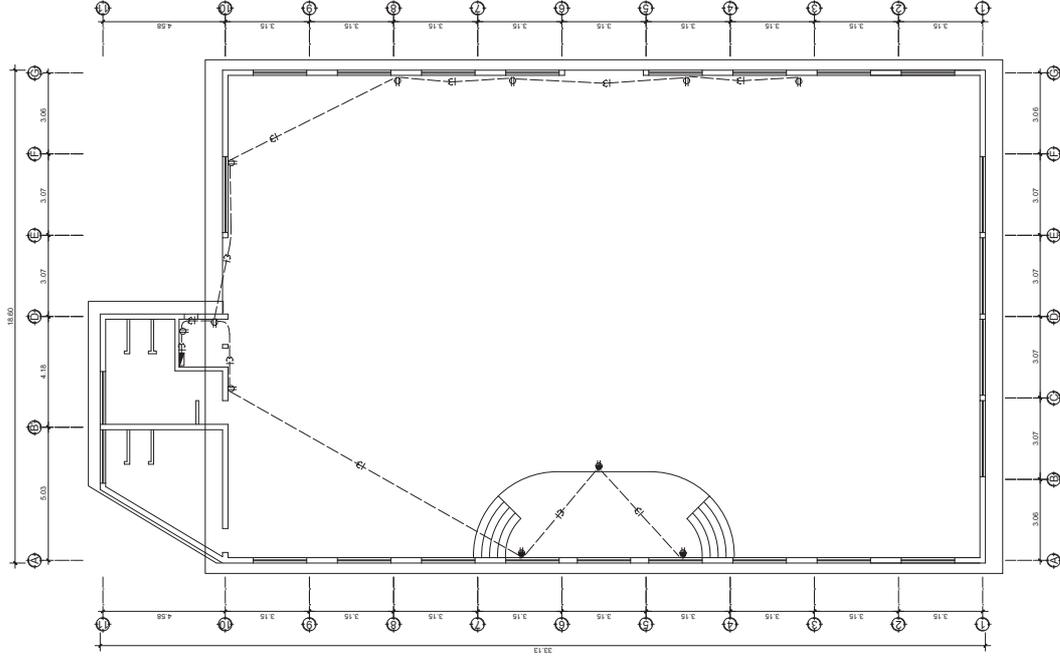
PLANTA ACOTADA

ESCALA: 1/100



PLANTA DE ILUMINACIÓN

ESCALA: 1/100



PLANTA DE FUERZA

ESCALA: 1/100

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	LAMPARA ALOJENA DE 500 W.
	PLAFONERA EN TECHO
	TOMACORRIENTE DOBLE 110 V.
	TOMACORRIENTE DOBLE 220 V.
	INTERRUPTOR DOBLE
	ENTUBADO EN TECHO, PVC 3/4"
	ENTUBADO EN PISO, PVC 3/4"
	LÍNEA VIVA CALIBRE 12
	LÍNEA NEUTRA CALIBRE 12
	LÍNEA RETORNO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 6 CIRCUITOS 120/240 VOLTIOS, CARGA NOMINAL DE 9,360 WATTS, 78 AMPERIOS, FLIPONES 5 DE 20 AMPERIOS Y 3 DE 15 AMPERIOS. CODIGO DE COLORES PARA ALAMBARR: POSITIVO = ROJO NEGATIVO = NEGRO RETORNO = BLANCO
- TUBERIA DE ACOMETIDA HG Ø 1 1/2", LONG. L/AM + CODD 1 1/2" - 90" + ACCESORIOS DE ENTRADA.
- TODA LA TUBERIA DE ILUMINACIÓN SERA TUBERIA ELECTRICA DE 3/4".
- EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERA #12 AWG.
- TODA LA TUBERIA DE FUERZA SERA POLIDUCTO DE 3/4".
- TOMACORRIENTES BTICINTO CON PLACA DE METAL.
- NO COLOCAR CAJAS DE PVC PARA TOMACORRIENTES.
- LA TUBERIA ELECTRICA DEBERA QUEDAR FUERA DE LAS COLUMNAS.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO:
ALMA MATER: ZENITHO SICHIBERQUEZ

CONTENIDO: PLANTA DE ELECTRICIDAD ESCALA: INDICADA

EPS: MUNICIPALIDAD DE UNIBUNTO CALULO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO

..... DIBUJO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ
ASISOR SUPERVISOR

FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
EPSISTA

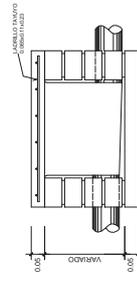
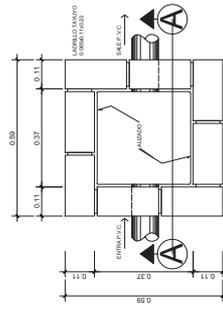
HOJA
6 7

NOMENCLATURA AGUA POTABLE

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
☉	CONTADOR
⊗	LLAVE DE PASO
⊗	LLAVE DE CIERRE
⊗	CHEQUE
—	TUBERÍA P.V.C. DE 3/4" Y 1/2"
⊥	TEE HORIZONTAL
⌒	CODO HORIZONTAL
∩	CODO VERTICAL
∩	REDUCTOR DE 3/4" A 1/2"

NOMENCLATURA DRENAJE

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
□	CAJA UNIÓN
▬	TUBERÍA PVC PARA AGUAS NEGRAS
▬	TUBERÍA PVC PARA AGUAS PLUVIALES
B.A.P.	BAJADA DE AGUA PLUVIAL
C. TUB.	COTA DE TUBO (COTA 0.00)



DETALLE DE CAJA UNIÓN

ESCALA: 1/10

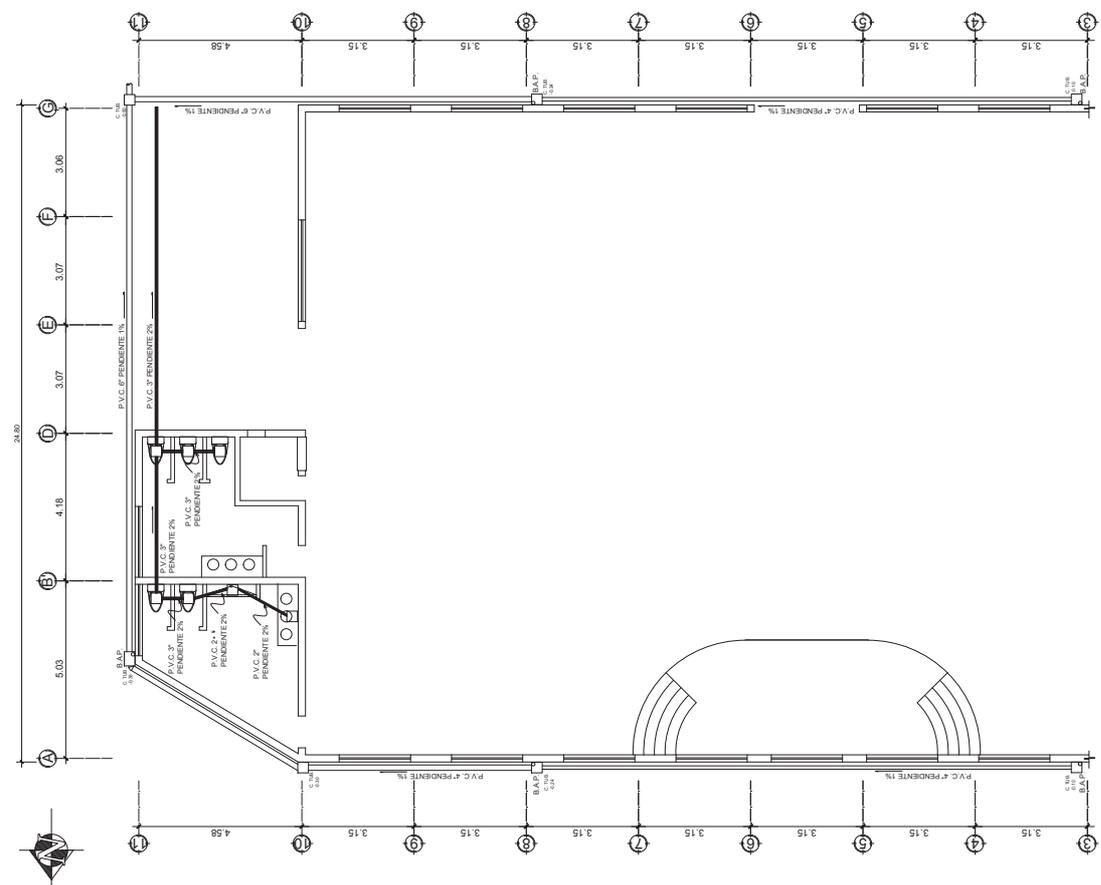
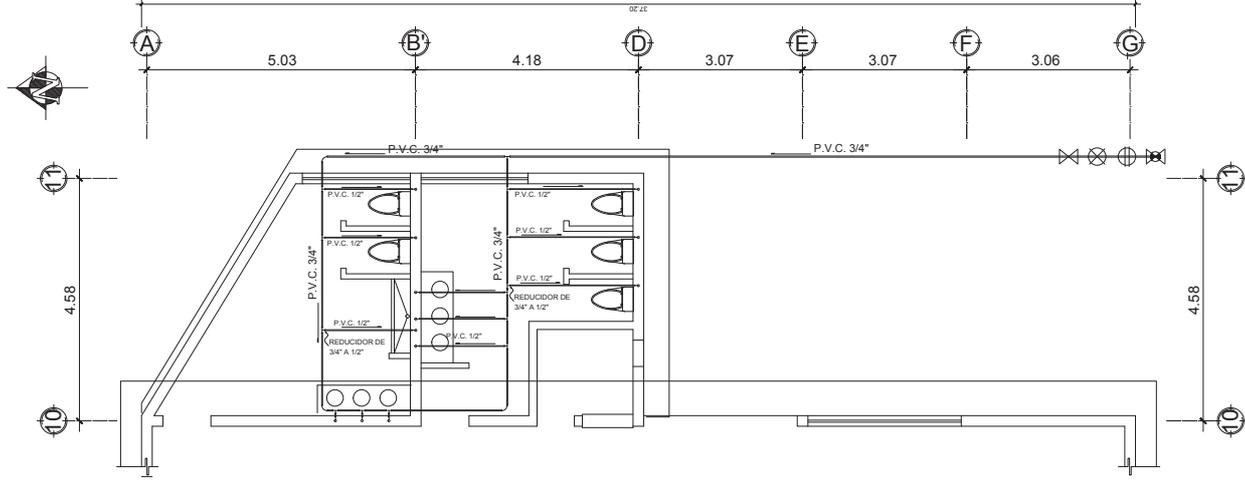


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: ALBA CHIFA, ZENITHO, SICHIHERRIGUEZ	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA AGUA POTABLE	FECHA: JULIO 2011
PLANTA DE DRENAJE	CALCULO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
DISEÑO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO	DIBUJO: FELIPE ANTONIO POZ ARROYO

ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ
ASISOR SUPERVISOR

ING. FELIPE ANTONIO POZ ARROYO
INGENIERO



PLANTA DE AGUA POTABLE

ESCALA: 1/80

PLANTA DE DRENAJE

ESCALA: 1/75