



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

**DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO
PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE
SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Hugo Renato del Cid Campollo

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, julio de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO
PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE
SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

HUGO RENATO DEL CID CAMPOLLO
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2011

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. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA
ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN,
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 06 de octubre del 2008.



HUGO RENATO DEL CID CAMPOLLO



Guatemala 25 de febrero de 2011.
Ref.EPS.DOC.318.02.11.

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 **Hugo Renato del Cid Campollo** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200312516**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ”**.

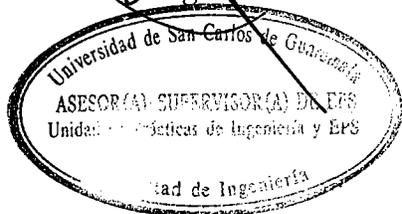
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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



c.c. Archivo
SJRS/ra



Guatemala, 25 de febrero de 2011.

Ref.EPS.D.160.02.11

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 SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Hugo Renato del Cid Campollo**, 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 por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecaña de Serrano
Directora Unidad de EPS



NISZ/ra



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



Guatemala,
16 de marzo de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Hugo Renato del Cid Campollo, 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,

ATENTAMENTE
ID Y ENSEÑAD A TODOS



218
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,
1 de abril de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

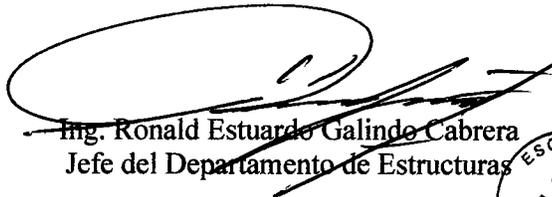
Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ,** , desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Hugo Renato del Cid Campollo, 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 INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



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 Hugo Renato del Cid Campollo, titulado DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, julio de 2011

/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 SALÓN COMUNAL Y DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHACAYÁ, MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario **Hugo Renato del Cid Campollo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 19 de julio de 2011

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	A TI SEA TODA LA HONRA Y GLORIA, gracias por SER en mí, y por amarme así.
Mis padres, Alma y César	Por darme lo suficiente, por impulsarme siempre a ser mejor cada día con su ejemplo de vida, palabras de ánimo y por creer en mí sin falta. Los amo.
Mis hermanos Pablo y José	Por su apoyo y afecto, la distancia no existe cuando los corazones están cercanos.
Mis sobrinos Aitana, Alika, Iker y Fernando	Porque en alguna medida este logro les inspire a alcanzar sus sueños.
Mi familia	Por ser una de las mayores bendiciones que Dios me ha permitido, tanto por número como por cariño y palabras de aliento.
Mis amigos	Ingrid Estrada, Carlos Pérez, Rudy Martínez, Arturo Monroy, Luis Morán, Gustavo Monroy, Leonel Pineda, Noé Villeda, Danilo Palomo, Manuel Aguilar, Jorge Mario Zelada, Carla Páez, Marvin Fuentes, Oscar Guerra; gracias por su amistad y por compartir ésta etapa.

Emaús

Por ser más que mi iglesia, mi familia de fe.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme vida y nueva vida, y por su presencia en cada instante de esta meta.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por abrirme sus puertas y formarme con conciencia del pueblo a quien le debo este privilegio de educación superior.
Facultad de Ingeniería	Por haber sido mi casa de estudios donde aprendí los conocimientos necesarios para ejercer la ingeniería civil.
Ing. Silvio Rodríguez	Por su apoyo brindado para finalizar este trabajo de graduación.
Municipio de Santiago Atitlán	Por darme la oportunidad de realizar mi práctica supervisada y aportar a su desarrollo.
Ing. Carlos L. Pérez A.	Por el apoyo y cariño brindado, porque con su ejemplo como profesional he aprendido a valorar esta carrera como una de las más enriquecedoras y acertadas decisiones que he tomado en mi vida.
A mis amigos de Santiago Atitlán	Doña Héliida Vda. de Bauer, Claudia Golcher, Alejandra Molina, Claudia García, Margarita

Guerrero y Gisell Leal; por hacer de la casa un hogar, y a Sussan Noriega, Patricia Muz, Luisa Pú, Blanca Caal y Juan Velasquez, por el tiempo inolvidable compartido.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de la aldea San Antonio Chacayá.....	1
1.1.1. Aspectos históricos	1
1.1.2. Aspectos físicos	2
1.1.2.1. Localización	2
1.1.2.2. Colindancias.....	3
1.1.2.3. Vías de acceso.....	3
1.1.2.4. Climatología	4
1.1.2.5. Características topográficas.....	5
1.1.2.6. Calidad del suelo.....	6
1.1.3. Demografía	9
1.1.3.1. Población	10
1.1.3.2. Tipología de viviendas	10
1.1.4. Condición sociocultural	10
1.1.4.1. Educación	10
1.1.4.2. Salud.....	11
1.1.4.3. Tradiciones y costumbres	13
1.1.5. Condición económica.....	13

1.1.5.1.	Principales actividades económicas	13
1.1.5.2.	Nivel de ingreso económico familiar	14
1.1.6.	Servicios existentes en la comunidad	15
1.1.6.1.	Agua potable.....	15
1.1.6.2.	Servicios sanitarios	16
1.1.6.3.	Desechos sólidos.....	17
1.1.6.4.	Medios de transporte	18
1.1.6.5.	Energía eléctrica.....	19
1.1.6.6.	Teléfono.....	19
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	21
2.1.	Diseño del salón comunal para la aldea San Antonio Chacayá, Municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá	21
2.1.1.	Descripción del proyecto.....	21
2.1.2.	Evaluación de la calidad del suelo	21
2.1.3.	Diseño estructural	24
2.1.3.1.	Selección del sistema estructural	24
2.1.3.2.	Diseño arquitectónico	24
2.1.3.3.	Requerimiento de área	25
2.1.3.4.	Alturas y cotas	25
2.1.4.	Análisis estructural.....	25
2.1.4.1.	Predimensionamiento estructural	25
2.1.4.2.	Cargas verticales y horizontales	26
2.1.4.2.1.	Cargas verticales.....	26
2.1.4.2.2.	Cargas horizontales	27
2.1.4.2.3.	Momentos últimos.....	28
2.1.5.	Dimensionamiento	38
2.1.5.1.	Diseño de techo.....	38
2.1.5.2.	Diseño de muros.....	44

2.1.5.3.	Diseño de losa	79
2.1.5.4.	Diseño de vigas.....	82
2.1.5.5.	Diseño de cimientos.....	87
2.1.5.6.	Diseño de gradas	93
2.1.5.7.	Instalaciones eléctricas	95
2.1.5.8.	Instalaciones hidráulicas	96
2.1.5.9.	Planos constructivos	96
2.1.5.10.	Presupuesto del proyecto.....	96
2.1.5.11.	Cronograma de ejecución	100
2.2.	Diseño del drenaje sanitario para la aldea San Antonio Chacayá, Municipio de Santiago Atitlán, Departamento de Sololá	101
2.2.1.	Descripción del proyecto a desarrollar	101
2.2.2.	Levantamiento topográfico	101
2.2.2.1.	Planimetría	101
2.2.2.2.	Altimetría.....	101
2.2.3.	Período de diseño	102
2.2.4.	Diseño de la red	102
2.2.4.1.	Población de diseño.....	102
2.2.4.2.	Dotación.....	102
2.2.4.3.	Factor de retorno.....	103
2.2.4.4.	Factor de flujo instantáneo (FH).....	103
2.2.4.5.	Relación de diámetros y caudales	103
2.2.4.6.	Caudal sanitario	104
2.2.4.6.1.	Caudal domiciliar	104
2.2.4.6.2.	Caudal de conexiones ilícitas.....	104
2.2.4.6.3.	Caudal de infiltración	105
2.2.4.6.4.	Caudal medio o sanitario	105
2.2.4.7.	Caudal de diseño	106

2.2.4.8.	Velocidades mínimas y máximas.....	106
2.2.4.9.	Cotas Invert	106
2.2.4.10.	Pozos de visita.....	108
2.2.4.11.	Conexiones domiciliarias	108
2.2.4.12.	Profundidades mínimas de tubería	108
2.2.4.13.	Diseño de la red.....	109
2.2.4.14.	Diseño de fosa séptica.....	117
2.2.4.15.	Pozos de absorción	122
2.2.4.16.	Programa de mantenimiento.....	122
2.2.5.	Evaluación de impacto ambiental	124
2.2.5.1.	En construcción	124
2.2.5.2.	En operación.....	124
2.2.5.3.	Medidas de mitigación	127
2.2.5.4.	Medio físico.....	127
2.2.5.5.	Medio biótico.....	130
2.2.5.6.	Medio socioeconómico	132
2.2.5.7.	Medio perceptual	133
2.2.6.	Evaluación socio económica.....	133
2.2.7.	Valor presente neto y tasa interna de retorno	134
2.2.8.	Presupuesto.....	137
2.2.9.	Cronograma de actividades	138
CONCLUSIONES		139
RECOMENDACIONES.....		141
BIBLIOGRAFÍA		143
APÉNDICE.....		145
ANEXOS		147

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de Santiago Atitlán.....	2
2.	Mapa de vías de acceso al municipio de Santiago Atitlán.....	4
3.	Temperatura promedio mensual	5
4.	Clasificación de uso del suelo.	7
5.	Capacidad de uso de la tierra.	8
6.	Distribución de esfuerzos en la masa de suelo de la muestra del sitio	22
7.	Esquema de edificio	28
8.	Diagrama de flujo para equilibrio de momentos.	35
9.	Momentos calculados por el método de los coeficientes.	37
10.	Diseño de cubierta.	40
11.	Centro de masa combinado	50
12.	Distribución de esfuerzos internos	61
13.	Diagrama de flujo para el diseño de muros a compresión.	62
14.	Esquema de flexo-compresión de un muro.....	63
15.	Diseño a flexo-compresión de un muro.....	64
16.	Muro típico bajo esfuerzos de tensión diagonal (CORTE).	65
17.	Diagrama de flujo para el diseño a corte de un muro.....	66
18.	Áreas tributarias de muro tipo.	67
19.	Diagrama de corte para diseño a flexo-compresión.....	70
20.	Diagrama de momentos para vigas.....	82
21.	Diagrama de corte para vigas.	83
22.	Diagrama de corte para viga V-a.	85

23.	Diagrama de cimientto corrido - Punzonamiento.	90
24.	Diagrama de cimientto corrido - Flexión.	91

TABLAS

I.	Población total, por sexo, y tipo de área.....	9
II.	Centros educativos por género y grado.....	10
III.	Centros educativos por ubicación y grado.....	11
IV.	Causas de morbilidad general	12
V.	Ingreso económico familiar	14
VI.	Población económicamente activa (PEA) por género	15
VII.	Cobertura de agua potable	16
VIII.	Distribución por centro poblado de servicios sanitarios.	17
IX.	Distribución de disposición de basura por población.	18
X.	Cobertura de energía eléctrica.	19
XI.	Valores soportes típicos según tipo de suelo	24
XII.	Valores de cortante	28
XIII.	Forma de trabajo de cada losa.	29
XIV.	Formas típicas de trabajo de losas.	30
XV.	Espesor de losa a trabajar.	31
XVI.	Momentos de losas. ACI 318.....	33
XVII.	Perfil utilizado para costaneras.	42
XVIII.	Centro de masa y rigidez 1er nivel, sentido X.	45
XIX.	Centro de masa y rigidez 1er nivel, sentido Y	46
XX.	Centro de masa y rigidez segundo nivel, sentido X.....	47
XXI.	Centro de masa y rigidez segundo nivel, sentido Y.....	48
XXII.	Cálculo del centro de masa de losa.	49
XXIII.	Distribución de fuerzas de corte.	52
XXIV.	Momentos de volteo por sismo y viento.	53

XXV.	Distribución de fuerzas y momentos por muro del primer nivel, sentido X	55
XXVI.	Distribución de fuerzas y momentos por muro del primer nivel, sentido Y	56
XXVII.	Distribución de fuerzas y momentos por muro del segundo nivel, sentido X	57
XXVIII.	Distribución de fuerzas y momentos por muro del segundo nivel, sentido Y	58
XXIX.	Integración de cargas de muro X-12	68
XXX.	Integración de cargas por muro del primer nivel	72
XXXI.	Integración de cargas por muro del segundo nivel	73
XXXII.	Cálculo de acero para muros del primer nivel	74
XXXIII.	Cálculo de acero para muros del segundo nivel	76
XXXIV.	Resumen de armado de cada muro.	78
XXXV.	Resumen de armado de cada losa.	81
XXXVI.	Acero por temperatura.	81
XXXVII.	Presupuesto del proyecto	97
XXXVIII.	Cronograma de ejecución.....	100
XXXIX.	Profundidad mínima según tráfico y diámetro de tubería.	109
XL.	Tramo de PV-16 a PV-17.	109
XLI.	Casas y habitantes del Tramo de PV-16 a PV-17.	110
XLII.	Resumen de cálculos	115
XLIII.	Proyección de viviendas	121
XLIV.	Vulnerabilidad en la etapa de construcción.	125
XLV.	Vulnerabilidad en la etapa de operación.	126
XLVI.	Valores límites de dB en ambientes tipo.....	129
XLVII.	Presupuesto del proyecto	137
XLVIII.	Cronograma de actividades.....	138

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura del muro
b	Ancho del muro o separación entre miembros estructurales
A_v	Área de refuerzo a corte
A_s	Área de refuerzo a tensión
W	Carga total
w	Carga uniformemente distribuida
K	Coefficiente numérico
S	Coefficiente numérico de interacción suelo-estructura
Z	Coefficiente numérico, depende de la zona sísmica del país
C	Coefficiente numérico para fuerzas de sismo sobre el edificio
V	Corte total; total de carga lateral o corte en la base

dx	Distancia en la dirección X-X, del centro de rigidez al muro de corte
dy	Distancia en la dirección Y-Y, del centro de rigidez al muro de corte
f_a	Esfuerzo de compresión axial
f_m	Esfuerzo de compresión permisible en mampostería, en la fibra exterior [kg / cm ²]
f_b	Esfuerzo de flexión unitario
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero [kg / cm ²]
f'_m	Esfuerzo de ruptura a la compresión en la mampostería
f_s	Esfuerzo de tensión en el acero [kg / cm ²]
f_v	Esfuerzo permisible de corte
F_a	Esfuerzo unitario axial permisible, en función de h/t [kg / cm ²]
t	Espesor del muro
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería en compresión [kg / cm ²]

E_s	Módulo de elasticidad del acero [kg / cm^2]
I	Momento de inercia [cm^4]
M_T	Momento de torsión
M_x	Momento de volteo en el nivel x
M_B	Momento de volteo en la base del edificio
M_R	Momento resistente
d	Peralte efectivo de miembros en flexión de la cara en compresión al centroide del refuerzo en tensión
j	Relación de distancia, esfuerzos en muros
k	Relación de distancia, esfuerzos en muros
n	Relación de módulos del acero (E_s) y de la mampostería (E_m)
K_{emp}	Rigidez para muros empotrados
K_{voladizo}	Rigidez para muros en voladizo
s	Separación de refuerzo por corte

GLOSARIO

Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico. También se le llama así, a un sistema de elementos que se combinan de una forma ordenada para cumplir una función determinada, por ejemplo: cubrir una longitud, contener un empuje de tierras, cubrir un techo, conducir un caudal determinado, etc.
Excentricidad	Parámetro de desviación entre los centro de masa y rigidez.
Fatiga	Estado que presenta un material después de estar sometido a esfuerzos de forma repetida, por encima de su límite de tenacidad.

Fluencia	Fenómeno que se presenta en un material cuando sufre grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante antes de producirse la falla. Como es el caso del acero de refuerzo.
Límite de tenacidad	Es la capacidad del material para resistir una carga de energía hasta que sobrevenga su ruptura.
Longitud de desarrollo	Es la mínima medida de una varilla anclada al concreto, para evitar que falle por adherencia.
Mampostería	Obra de albañilería formada por unidades o bloques de concreto o arcilla, unidas con mortero. La mampostería reforzada se da cuando se agrega concreto armado.
Momento último o de diseño	Es el momento resistente afectado por un factor de magnificación, el cual nos asegura que los elementos estructurales son diseñados para soportar las fuerzas internas actuantes con cierto margen de seguridad.
Peso específico	Se define como el peso por unidad de volumen.

RESUMEN

San Antonio Chacayá es una aldea del municipio de Santiago Atitlán. El clima es templado y cuenta con los servicios de energía eléctrica y agua potable solamente, la disposición de excretas se hace mediante pozos ciegos. El nivel de escolaridad es media baja y presenta un gran descenso en el nivel diversificado.

La población es ya de cerca de 1 200 personas y no cuentan con ningún espacio para actividades sociales o culturales, para ello deben viajar al municipio de Santiago Atitlán.

Por estas características se ha decidido trabajar en el diseño de un edificio de salón comunal y un drenaje sanitario para toda la aldea.

El edificio del salón comunal fue concebido para que se construya con mampostería de block de ancho de 20 cms., tomando en cuenta los criterios que dicta el Ministerio de Educación y las normas AGIES. Se utilizó el método simplificado para mampostería para su análisis.

Para el cálculo del drenaje sanitario se considera un período de 24 años, tomando en cuenta todas las casas existentes y la proyección de la población futura.

OBJETIVOS

General

Resolver el problema de la población en cuanto a su necesidad de contar con un espacio apto para reuniones socioculturales, y el problema del drenaje sanitario inexistente.

Específicos

1. Aplicar los conocimientos teóricos y prácticos adquiridos en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, para ayudar al desarrollo del país por medio del Ejercicio Profesional Supervisado a nivel municipal.
2. Desarrollar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Santiago Atitlán, Sololá.
3. Diseñar un edificio para el salón comunal, para la aldea San Antonio Chacayá, del municipio de Santiago Atitlán, Sololá; que cumpla con los parámetros establecidos por las normas AGIES para mampostería reforzada y lineamientos que dicta el ministerio de educación para este tipo de edificios.
4. Diseñar el sistema de drenaje sanitario, asegurándose que cumpla con las normas y lineamientos establecidos para este tipo de obras.

INTRODUCCIÓN

La salud, la recreación y las actividades de tipo popular son necesidades básicas para el desarrollo de cualquier comunidad, es por ello que en el presente trabajo de graduación se desarrollan los proyectos de infraestructura de introducción de un drenaje sanitario y la construcción de un salón comunal.

El diseño del salón comunal se realizó según las normas del AGIES para mampostería reforzada y lineamientos dictados por el Ministerio de Educación para edificios de este tipo. Se incluye cargas de viento y sismo para la integración de cargas debido al sitio del proyecto y acatando las recomendaciones dadas por la norma.

El diseño del drenaje sanitario se calculó para una vida útil de 24 años, considerando el tiempo normal que a nivel de municipalidades se utiliza para la construcción de proyectos similares. El diseño del drenaje se realizará de acuerdo a las especificaciones y recomendaciones técnicas del INFOM.

Finalmente, el estudio de impacto ambiental revelará las posibles alteraciones al medio biótico y abiótico del sector. Los resultados finales del proyecto se presentan en tablas resumen y planos donde se dan las secciones y detalles de cada proyecto.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea San Antonio Chacayá

1.1.1. Aspectos históricos

Santiago Atitlán es la cuna del Señorío Tzutuhil, a orillas del lago de Atitlán, considerado como el más bello de América. Fue la primera población que organizaron los Frailes Franciscanos en las riberas del lago. Según datos y declaraciones de los testigos, Don Jorge de Alvarado hizo repartimientos de las tierras y hombres para su servicio, en el mes de julio del año de 1540. Tomó como propiedad o encomienda a Atitlán; pero luego fue desposeído por la Real Audiencia de México por haberse ido a vivir allá.

Otro de los motivos fue que sus tributarios poco recibían, en cambio; toda la encomienda de Atitlán cambió de dueños por varias veces, después de Don Jorge de Alvarado pasó a ser dueño o encomienda de Don Pedro de Cueto. Fray Pedro de Arboleda atestigua en un relato que el Licenciado Don Alfonso Maldonado era Presidente de la Real Audiencia de los Confines, y por conocer la infidelidad de los indios que poblaban Atitlán, cedió la encomienda a Fray Francisco de Betanzos y a profesores de la orden del señor de San Francisco. Quienes fundaron la población de Atitlán en su actual emplazamiento lo cual se verificó en el mes de febrero de 1547.

Le pusieron el nombre de Santiago Atitlán, que está ubicado actualmente al pie del Volcán Oxi Cajol o los tres jóvenes, actualmente conocidos como San Lucas Tolimán, San Pedro y Santiago.

1.1.2. Aspectos físicos

1.1.2.1. Localización

El municipio de Santiago Atitlán se encuentra situado en la parte Sur del departamento de Sololá, en la Región VI o Región Sur occidental. Cuenta con una extensión territorial de 136 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 1 592,21 metros sobre el nivel del mar. La distancia de esta cabecera municipal a la cabecera departamental de Sololá es de 59 kilómetros. El territorio de este municipio corresponde a las tierras altas de la cadena volcánica con predominio de montañas, colinas y conos, por lo que generalmente su clima es templado.

Figura 1. Localización del municipio de Santiago Atitlán



Escala 1:50 000

Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN), hoja 1959 IV.

1.1.2.2. Colindancias

Se localiza en la latitud 14° 38' 15" y en la longitud 91° 13' 41". Limita al Norte con el Lago de Atitlán (Sololá); al Sur con los municipios de Santa Bárbara y Chicacao (Suchitepéquez); al Este con el municipio de San Lucas Tolimán (Sololá); y al Oeste con los municipios de Chicacao (Suchitepéquez) y San Pedro La Laguna (Sololá).

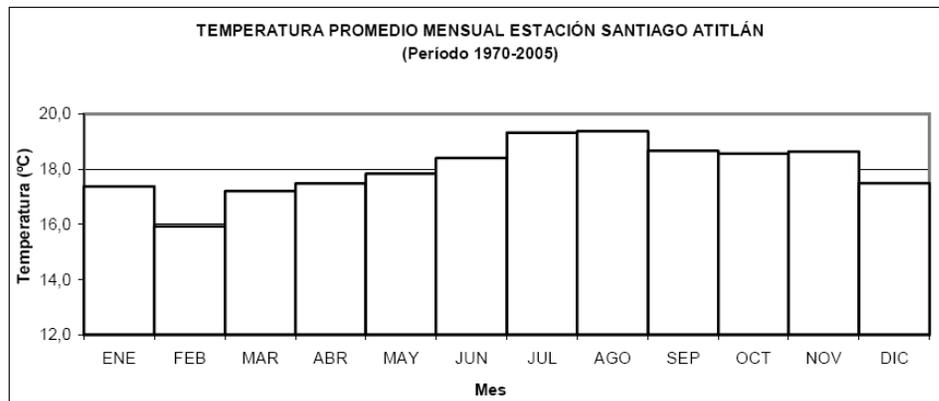
1.1.2.3. Vías de acceso

Las vías de acceso son tres básicamente. Tomando la CA-02 Occidente ruta al Pacífico hasta la intersección con la ruta nacional RN -11 en Cocales, luego se cruza hacia Patulul, Suchitepéquez, seguidamente se toma la ruta departamental RD-Sol-04 pasando por San Lucas Tolimán, Sololá; seguidamente se encuentra el municipio de Santiago Atitlán, al Sur del lago de Atitlán.

La otra vía de acceso es tomando la CA-01 Occidente, luego tomar la ruta nacional RN- 01 hasta Panajachel, para luego atravesar el lago mediante el uso de alguna lancha o embarcación de tamaño medio que está al servicio público. La tercera opción sería como la anterior pero en vez de acceder vía lacustre se bordea el lago hasta llegar al cruce hacia San Lucas Tolimán, es decir: se continúa sobre la RN-01 hasta llegar a Godínez y luego se toma la ruta nacional RN-11 y se continua como se describió anteriormente.

- Precipitación media anual 1 012 mm
- Humedad 75%
- Nubosidad 6 Octas
- Velocidad viento 4,7 K/hora
- Tensión de vapor 10,10 mm/Hg
- Temperatura a punto de rocío 10,9 °C

Figura 3. **Temperatura promedio mensual**



Fuente: INSIVUMEH, estación de Santiago Atitlán, 2009.

1.1.2.5. **Características topográficas**

El municipio de Santiago Atitlán forma parte de la estructura conocida como la caldera de Atitlán, producto de una explosión de grandes dimensiones de un volcán del cuaternario, dejando los vestigios de su tamaño en las paredes de elevadas pendientes de la caldera mencionada que pertenece al departamento de Sololá. Por ello su topografía es de muchos contrastes, ya que posterior a la mencionada explosión, se siguió manifestando actividad de la misma índole, dando vida a nuevas estructuras de tipo intrusivo como en el caso de Cerro de Oro al Noreste del municipio, y de tipo extrusivo como en el

caso de las estructuras de cono de los volcanes Tolimán y Santiago; y frente a ellos el volcán San Pedro.

En términos generales se puede decir que Santiago Atitlán se ubica dentro la zona conocida como pie de monte, justo donde la mayor parte de afluentes de la costa sur inician su recorrido.

1.1.2.6. Calidad del suelo

Es el sistema natural desarrollado a partir de una mezcla de minerales y restos orgánicos bajo la influencia del clima y del medio, se diferencia en horizontes y suministra, en parte, los nutrientes y el sostén que necesitan las plantas, al contener cantidades apropiadas de aire y agua.

Con relación a la clasificación de tierras por capacidad de uso emitido por el Instituto Nacional de Bosques (INAB), el municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá se encuentra localizado en el grupo tierras altas volcánicas o conocido bajo el nombre de altiplano, el cual toma la porción occidental y central, así como la que se localiza al oriente guatemalteco. Con base a la clasificación del uso de tierra según Klingebiel y Montgomery se presenta la siguiente tabla que detalla cada una de las clases existentes:

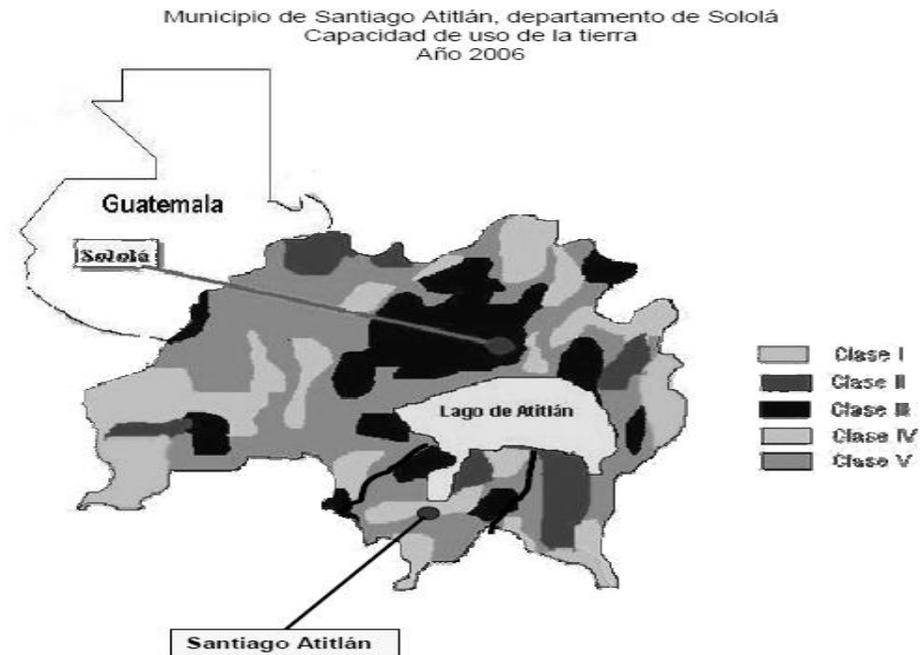
Figura 4. Clasificación de uso del suelo

Municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá
 Clasificación del uso de tierra según Klingebiel y Montgomery
 Año 2006

Clase	Nombre	Descripción
CLASE I	Laboreo permanente intenso.	Sin o con ligeras limitaciones permanentes. Sin riesgos de erosión. Suelos excelentes. Profundos. Fértiles. Relieve casi plano. Sin riesgos de encharcamiento. De fácil laboreo, abonado, rotación, aplicación de caliza, etc. Admiten casi cualquier tipo de cultivo.
CLASE II	Laboreo permanente limitado.	Con limitaciones moderadas. Riesgos de erosión moderados. Inundación temporal. Suelos buenos. Prof. media. Fertilidad media. Relieve suave. Laboreo cuidadoso, medidas de control de fácil aplicación (cultivo a nivel, fajas, rotaciones, drenaje, etc).
CLASE III	Laboreo permanente limitado.	Con limitaciones importantes. Serios riesgos de erosión. Suelos aceptables. Profundidad media. Fertilidad media/baja. Pendientes moderadas. Laboreo específico para evitar erosión (fajas, terrazas, bancales).Restricciones en la elección de cultivos.
CLASE IV	Laboreo permanente ocasional.	Con limitaciones muy importantes. Intensa erosión. Suelos malos. Someros. Fertilidad baja. Fuertes pendientes. Sólo laboreo extremadamente cuidadoso. Limitados y esporádicos cultivos. Para pasto o heno.
CLASE V	No laboreo. Pastoreo controlado.	Con limitaciones permanentes por:encharcamientos, pedregosidad, salinidad y otras causas. Relieve plano. Ligeros riesgos de erosión. Siempre deben mantener una vegetación permanente.
CLASE VI	No laboreo. Pastoreo o silvicultura.	Con limitaciones permanentes moderadas. Muy someros o con fuertes pendientes. Riesgos de erosión importantes.
CLASE VII	No laboreo. Pastoreo o silvicultura muy controlados.	Con limitaciones permanentes importantes. Muy someros, o áridos, o inundados. Fuertes pendientes. Severa erosión.
CLASE VIII	No laboreo. No pastoreo. No silvicultura.	Sólo para uso de la fauna silvestre, para esparcimiento (reservas naturales).

Fuente: MAGA.

Figura 5. Capacidad de uso de la tierra



Fuente: MAGA

Los suelos existentes en el Municipio se encuentran distribuidos de la siguiente forma: la Cabecera Municipal está catalogada en la clase IV, el área de San Antonio Chacayá pertenece a la clase VI, la aldea Cerro de Oro y las fincas de la parte montañosa son catalogadas como clase VII y el área ocupada por los volcanes Santiago, San Pedro y Tolimán respectivamente son catalogados en la clase VIII. El suelo del Municipio posee un relieve muy escarpado y un drenaje interno moderado. Las características físico-químicas de los suelos hacen que estos tengan una adecuada capacidad de producción.

Sin embargo, la textura (franca) y la existencia de abundantes pendientes los convierten en suelos muy susceptibles a la erosión. Fisiográficamente los suelos de Santiago Atitlán pertenecen a la altiplanicie central y al declive del Pacífico. Se trata de terrenos en su mayoría pedregosos, aunque pueden

adaptarse a los diferentes cultivos. “Suelos desarrollados sobre cenizas volcánicas altas”.

El relieve es muy variable, presenta planicies ondulantes, valles rellenos, barrancos profundos con perfiles casi verticales y montañas muy quebradas. Extensas áreas han sido intensamente deforestadas lo que ha provocado severa erosión. Los suelos son de color café, de textura franca o franca arcillosa para los suelos superficiales los que son ligeramente ácidos con espesores de 25 a 50 cm. Los subsuelos son ácidos, de color café.”

1.1.3. Demografía

1.1.3.1. Población

Tabla I. **Población total, por sexo, y tipo de área**

Departamento y municipio	Población total	Sexo		Área	
		Varones	Mujeres	Urbana	Rural
Santiago Atitlán	32 254	16 030	16 224	28 665	3 589

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de Ciencias Económicas.

1.1.3.2. Tipología de viviendas

Según la estructura física, el tipo de vivienda que predomina en el Municipio son las construcciones con paredes de block, piso de cemento, techo de lámina con una a tres divisiones internas. Con relación al Censo 2002 aún prevalecen las mismas condiciones de infraestructura de las viviendas.

1.1.4. Condición sociocultural

1.1.4.1. Educación

La educación en el Municipio es un indicador importante para el análisis del desarrollo económico y social, su fin es el de lograr el desarrollo integral de la persona humana. El Municipio cuenta con los niveles educativos de pre-primario, primario y nivel medio, que incluye nivel básico y diversificado. Los centros educativos por género y nivel educativo son los siguientes:

Tabla II. **Centros educativos por género y grado**

No.	Niveles o ciclos	Cantidad de alumnos		
		M	F	T
1	Educación Especial	31	14	45
2	Párvulos	67	68	135
3	Pre-Primario Bilingüe	593	579	1 172
4	Primario	3 584	3 346	6 930
5	Primario Adultos	137	69	206
6	Ciclo Básico	701	701	1 402
7	Básico por Madurez	20	22	42
8	Ciclo Diversificado	117	189	306
Totales		5 250	4 988	10 238

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de Ciencias Económicas.

En la tabla anterior se observa que de la totalidad de alumnos inscritos en el municipio, la mayoría están estudiando el nivel primario, con respecto al género, hay una equidad bastante marcada de asistencia escolar; que representa un buen indicativo en la equidad de género. Con respecto a estudios diversificados se observa una alarmante baja en el nivel de escolaridad.

Tabla III. **Centros educativos por ubicación y grado**

Centro poblado	Nivel				Total Población escolar inscrita	%
	Pre-primario	Primario	Básicos	Diversificado		
cabecera municipal	810	4 154	706	272	5 942	64%
cantón rural Panabaj	103	399			502	5%
cantón rural Tzanchaj	121	519	26		666	7%
aldea San Antonio Chacayá	47	243			290	3%
Aldea Cerro de Oro	187	1 307	297		1 791	19%
Fincas	129				129	1%
Total general	1 397	6 622	1 029	272	9 320	100%

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de Ciencias Económicas.

1.1.4.2. **Salud**

Los servicios estatales están a cargo del Centro de Salud, Tipo “B”, con sede en la Cabecera Municipal, Cantón Tzanjuyú, fundado en la década de los sesenta que sufrió modificaciones en su estructura entre los años ochenta y noventa.

El centro está integrado por un médico, un enfermero graduado, cinco auxiliares de enfermería, un técnico en salud, un auxiliar en saneamiento ambiental, un conserje, un secretario, personal de lavandería y el personal del programa de enfermedades transmitidas por vectores. Así mismo el centro de Salud ha incorporado a su personal Estudiantes de Practica Supervisada, EPS, entre ellos una Odontóloga y un Médico. Según la Información del centro de Salud de Santiago Atitlán las causas de morbilidad son:

Tabla IV. **Causas de morbilidad general**

No.	Primeras Causas de Morbilidad General
1	Resfriado común
2	Amigdalitis
3	Anemia
4	Parasitismo intestinal
5	Gastritis
6	Neumonía
7	Amebiasis
8	Impétigo

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de Ciencias Económicas.

Se localizaron tres puestos de salud en el área rural, específicamente en el cantón Tzanchaj, Aldea Cerro de Oro y Aldea San Antonio Chacayá, éste último no funciona por falta de equipamiento, insumos y personal asignado. Al efectuar la visita, se constató al personal asignado para los dos puestos, el cual está integrado por: un médico residente y un auxiliar de enfermería. También se localizan servicios médicos privados, prestados por: un hospitalito y clínicas médicas, dos odontológicas y cuatro laboratorios dentales, ubicadas específicamente en el área urbana, cinco doctores particulares, dos enfermeras profesionales, siete enfermeras auxiliares, 30 comadronas dispersas en todo el Municipio, 15 técnicos en salud y 33 promotores de salud rural.

La Asociación de Salud Rixiin Tinamit, brinda servicios integrados de salud materno-infantil, preventiva y curativa, a través de una clínica comunitaria de consulta externa emergencias, farmacias, odontología y laboratorio clínico.

1.1.4.3. Tradiciones y costumbres

Entre las costumbres y tradiciones del municipio de Santiago Atitlán se pueden mencionar:

Feria patronal la cual se realiza en honor al apóstol Santiago del 23 al 28 de julio siendo el día principal el 25 de julio. También se le rinde culto al lavado de ropa de Maximón, las carreras de San Juan, baile del venado y el baile de los negritos (MABAYES).

1.1.5. Condición económica

1.1.5.1. Principales actividades económicas

De acuerdo a la información obtenida, la fuente de ingresos para el hogar es generada principalmente por el jefe de familia y los hijos varones, del trabajo de la tierra y otras fuentes de empleo que se desarrollan en el Municipio tales como artesanos, operarios, pesqueros u obreros calificados. La mujer juega un papel importante en el ingreso familiar, debido a que regularmente aporta su fuerza de trabajo en actividades artesanales como la elaboración de tejidos, bordados y artículos de mostacilla.

1.1.5.2. Nivel de ingreso económico familiar

Tabla V. Ingreso económico familiar

Municipio Santiago Atitlán, departamento de Sololá. Nivel de ingresos según población urbana y rural año 2 006.

Rango ingreso familiar mensual		Urbana	Rural	%
Q -	Q 500,00	2 302	1 185	9,19%
Q 501,00	Q 1 000,00	8 631	4 442	34,45%
Q 1 001,00	Q 1 500,00	8 144	4 192	32,51%
Q 1 501,00	Q 2 000,00	2 788	1 435	11,13%
Q 2 001,00	Q 2 500,00	1 151	592	4,59%
Q 2 501,00	Q 3 000,00	1 018	524	4,06%
Q 3 001,00	Q 3 500,00	133	68	0,53%
Q 3 501,00	Q 4 000,00	221	114	0,88%
Q 4 001,00	más	664	342	2,65%
Total		25 052	12 894	100%

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de Ciencias Económicas.

En el Municipio la mayoría de la población muestra ingresos insuficientes para cubrir sus necesidades básicas, como lo reflejan los resultados de la encuesta realizada. Los ingresos registrados se encuentran en los rangos de Q. 500,00 a Q. 1 000,00 y Q. 1 001,00 a Q. 1 500,00. Además, el pago que se realiza a los trabajadores por jornales son de Q. 15,00, Q. 20,00 o Q. 30,00 y no incluyen en la mayoría de los casos derecho a prestaciones de ningún tipo. Sin embargo los pobladores obtienen algunos víveres de las tierras que cultivan los cuales destinan para el autoconsumo ya que de otra forma se encontrarían en una situación desventajosa sin lograr ni siquiera cubrir sus necesidades de alimentación.

En resumen se determina que existe un nivel elevado de pobreza sin que ésta sea catalogada como extrema, aunque esta última se da en una escala menor.

Tabla VI. Población económicamente activa (PEA) por género

Municipio Santiago Atitlán, departamento de Sololá. Población económicamente activa por género Años: 1 994, 2 002, 2 006.

Género	Censo 1994		Censo 2002		Proyección 2006	
	Total	%	Total	%	Total	%
Hombres	6606	88,74	8483	70,33	12,109	79,54
Mujeres	838	11,26	3579	29,67	3,116	20,46
Total	7444	100	12062	100	15,225	100

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de C.C. Económicas.

Al comparar las cifras del Censo de Población de 1994 con el censo de 2002, se observa un comportamiento ascendente de 38,29% de la PEA total. La participación de la mujer en las actividades productivas disminuyó en comparación con el Censo 2002, lo anterior obedece a que la mujer, por la ideología predominante en el Municipio, no se le permite el libre acceso a la educación y capacitación adecuada para realizar distintas actividades en las empresas comerciales y de servicios.

1.1.6. Servicios existentes en la comunidad

1.1.6.1. Agua potable

En el Municipio existen diversas formas en que la población abastece de agua sus hogares. En el siguiente cuadro se presenta un detalle de la cobertura que tiene este servicio de acuerdo a los centros poblados:

Tabla VII. Cobertura de agua potable

Comunidades	familia	Abastecimiento de agua						Total
		Pozo		Chorro		Río	Otros	
		Propio	Comunitario	Propio	Comunitario			
Panj	1 291			1 291				1 291
Tzanjuyu	785			785				785
Pob. C/S	2 076			2 076				2 076
A. Tzanchali	386			363	23			386
A La Cumbre	141			130	11			141
Pob. P/S	527			493	34			527
C. Pachichaj	1 190	13	1	1 004	172			1 190
C. Panabaj	239			239				239
A. Chacayá	221	1		6			214	221
C. Xechivoy	1 222	2		1 188	32			1 222
Pob. Jurs. 1	2 872	16	1	2 437	204		214	2 872
C. Panul	1 139	13	15	1 031	76		4	1 139
C. Patzilin Abaj	215			185	18		12	215
C. Paguacal	319	4		311	4			319
C. Tzanchaj	375	5	4	308	51		7	375
F. Metzabal	16			1	15			16
F. Montequina	17		1	1	15			17
F. El Brote	5			5				5
F. Olas de Moca	111		0	3	108			111
F. Monte de Oro	13			13				13
F. El Rosario	6			6				6
Pob. Juris 2	2 216	22	20	1 864	287		23	2 216
Total	7 691	38	21	6 870	525	0	237	7 691

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de C.C. Económicas.

1.1.6.2. Servicios sanitarios

Los servicios sanitarios en el municipio, para cada centro poblado, se distribuyen de la siguiente manera:

Tabla VIII. **Distribución por centro poblado de servicios sanitarios**

Concepto	Categoría	Total hogares 2002	%	Total hogares 2006	%
Santiago Atitlán	Pueblo	4 542	67,98%	4 730	68,00%
Cerro de Oro	Aldea	896	13,41%	933	13,41%
Panabaj	Caserío	537	8,04%	559	8,04%
San Antonio Chacayá	Aldea	231	3,46%	241	3,46%
Chalchichabaj	Caserío	5	0,07%	5	0,07%
Chocamul	Caserío	6	0,09%	6	0,09%
Tzanchaj	Caserío	248	3,71%	258	3,71%
San Chicham	Caserío	20	0,30%	21	0,30%
Chuch-Chaj	Caserío	9	0,13%	9	0,13%
El Carmen Metzabal	Finca	19	0,28%	20	0,29%
Monte Quina	Finca	24	0,36%	25	0,36%
Monte de Oro	Finca	51	0,76%	53	0,76%
Olas de Moca	Finca	66	0,99%	69	0,99%
Panabaj	Otra	12	0,18%	12	0,17%
Tzanjuyú	Otra	4	0,06%	4	0,06%
Población dispersa	Otra	1	0,01%	1	0,01%
Pachavac	Paraje	10	0,15%	10	0,14%
Total		6 681	100,00%	6 956	100,00%

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de C.C.

Económicas.

A la fecha, se mantiene la tendencia, por lo que se hace evidente la necesidad de disponer de un sistema colector en dicha aldea.

1.1.6.3. Desechos sólidos

La contaminación por basura es uno de los problemas que afronta el Municipio. Se determinó a través de la encuesta que la Municipalidad es encargada de la recolección de basura y desechos sólidos y para ello utiliza un camión recolector de basura en los domicilios de los diferentes cantones, como mínimo una vez por semana. En el Municipio no existe ningún tratamiento de

basura, se observó un relleno de basura que no reúne las condiciones necesarias para lo que fue creado ya que es pequeño de extensión y no tiene mantenimiento por lo que los residuos no se clasifican en orgánico e inorgánico.

Tabla IX. **Distribución de disposición de basura por población**

Comunidades	familia	Disposición de Basura			Comunidades	Urbana	Rural	Total
		Adecuado	Inadecuado	Total				
Panaj	1 291	1 265	26	1 291	Panaj	1 291		1 291
Tzanjuyu	785	758	27	785	Tzanjuyu	785		785
Pob. C/S	2 076	2 023	53	2 076	Pob. C/S	2 076		2 076
A. Tzanchali	386	333	53	386	A. Tzanchali		386	386
A La Cumbre	141	112	29	141	A La Cumbre		141	141
Pob. P/S	527	445	82	527	Pob. P/S		527	527
C. Pachichaj	1 190	1 093	97	1 190	C. Pachichaj	1 190		1 190
C. Panabaj	239	75	164	239	C. Panabaj		239	239
A. Chacayá	221	96	125	221	A. Chacayá		221	221
C. Xechivoy	1 222	1 107	115	1 222	C. Xechivoy	1 222		1 222
Pob. Jurs. 1	2 872	2 371	501	2 872	Pob. Jurs. 1	2 412	460	2 872
C. Panul	1 139	1 100	39	1 139	C. Panul	1 139		1 139
C. Patzilin Abaj	215	194	21	215	C. Patzilin Abaj		215	215
C. Paguacal	319	294	25	319	C. Paguacal		319	319
C. Tzanchaj	375	180	195	375	C. Tzanchaj		375	375
F. Metzabal	16	16		16	F. Metzabal		16	16
F. Montequina	17	17		17	F. Montequina		17	17
F. El Brote	5	5		5	F. El Brote		5	5
F. Olas de Moca	111	111	0	111	F. Olas de Moca		111	111
F. Monte de Oro	13	13		13	F. Monte de Oro		13	13
F. El Rosario	6	6		6	F. El Rosario		6	6
Pob. Juris 2	2 216	1 936	280	2 216	Pob. Juris 2	1 139	1 077	2 216
<i>Gran total</i>	<i>7 691</i>	<i>6 775</i>	<i>916</i>	<i>7 691</i>	<i>Gran total</i>	<i>5 627</i>	<i>2 064</i>	<i>7 691</i>

Fuente: Diagnóstico económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de C.C.

Económicas.

1.1.6.4. Medios de transporte

En el Municipio prestan servicios de transporte extraurbano de pasajeros cinco empresas: Transportes Atitlán, La Ninfa de Atitlán, Esperanza, Esmeralda y Rebuli, con un total de 15 unidades que prestan el servicio a diferentes partes del país. En cuanto al servicio de transporte lacustre, Este servicio lo ofrecen tres empresas navieras: La Fé, Santiago y Chavajay, que cubren la ruta de

Santiago Atitlán a Panajachel, San Lucas Tolimán, San Pedro la Laguna, Santa Catarina Palopó y San Antonio Palopó. También prestan servicios lanchas de tipo tiburonerías para emergencias y viajes rápidos.

1.1.6.5. Energía eléctrica

La distribución de la energía eléctrica está a cargo de Distribuidora de Electricidad de Occidente S.A. -DEOCSA-. Los cobros son realizados a través de la lectura de contadores de consumo de energía. Este servicio está disponible en las áreas urbana y rural, aunque en esta última no cubre su totalidad, por lo tanto, los pobladores deben recurrir a la adquisición de paneles de energía solar o plantas de generación a base de combustibles fósiles. En el cuadro siguiente se muestra la cantidad de hogares con energía eléctrica y el número de hogares que no cuentan con este servicio.

Tabla X. Cobertura de energía eléctrica

Municipio Santiago Atitlán, departamento de Sololá. Nivel de Cobertura de energía eléctrica. Años: 1994, 2002, 2006.

Concepto	Censo 1994		Censo 2002		Proyección 2006	
	Viviendas	%	Viviendas	%	Viviendas	%
Hombres	5 105	91%	6 099	91%	6 830	90%
Mujeres	478	9%	582	9%	759	10%
Total	5 583,00	100%	6 681,00	100%	7 589,00	100%

Fuente. Diagnóstico Económico del municipio de Santiago Atitlán, EPS 2006, F. de C.C. Económicas.

1.1.6.6. Teléfono

Se comprobó que el Municipio cuenta con líneas residenciales, teléfonos monederos, teléfonos comunitarios y el servicio de telefonía celular, siendo este último el más común entre los habitantes del municipio.

FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del salón comunal para la aldea San Antonio Chacayá, municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá

2.1.1. Descripción del proyecto

El salón comunal consta de dos plantas; en la primera de ellas se prevé las instalaciones de la alcaldía auxiliar y dos ambientes para desarrollo de talleres de capacitación. En la planta superior se tiene el salón social para albergar las distintas actividades socio-culturales donde se requiera espacio suficiente para concentraciones públicas.

2.1.2. Evaluación de la calidad del suelo

Para poder apreciar las características del suelo donde se construirá la edificación, se realizó un ensayo de compresión triaxial (ASTM-D2850), obteniendo el resultado que se muestra en la figura 6. Con dichos datos se obtendrá el valor soporte del suelo mediante el método propuesto por el Dr. Terzaghi (1943).

$$q_d = 1,3cN_c + \gamma_s Z N_q + 0,4\gamma_s B N_\gamma$$

Donde:

q_d : valor de esfuerzo límite

C : coeficiente de cohesión del suelo

Φ : ángulo de fricción interna

N_c : factor de capacidad debido a la cohesión

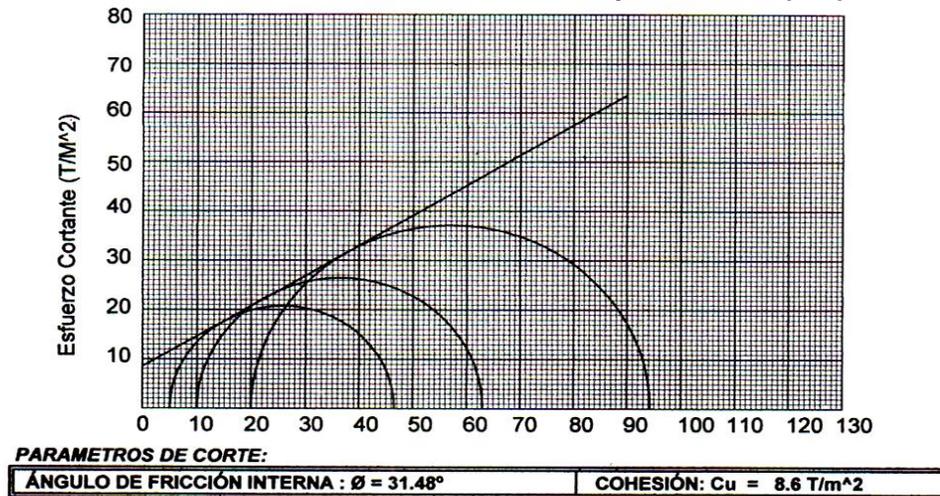
γ_s : peso específico del suelo

Z : desplante del cimiento

N_q : factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ : factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Figura 6. **Distribución de esfuerzos en la masa de suelo de la muestra del sitio. Informe de ensayo Triaxial (UU)**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII)

De la muestra tomada del terreno se tienen los parámetros siguientes:

$$c = 8,6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \phi = 31,48^\circ, \gamma_s = 1,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}, Z = 3,0 \text{ m}, B = 0,50 \text{ m}$$

Se debe obtener la capacidad de carga considerando los valores de esfuerzos efectivos (c', ϕ') y no los totales (c, ϕ) ya que a lo largo del tiempo el corte inducido por las presiones de poro debido a la carga que representa el edificio será disipado, y se establecerán condiciones hidrostáticas. La práctica nos indica que los valores de esfuerzos efectivos (c', ϕ') a tomar en la ecuación de capacidad de carga son cerca de 2/3 de los valores proporcionados por el ensayo de laboratorio:

$$c' = \left(8,6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * \frac{2}{3} = 5,73 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \phi' = (31,48^\circ) * \frac{2}{3} = 20,99^\circ$$

Con ello, los factores de capacidad de carga de Terzaghi serán:

$\phi = 21^\circ \rightarrow N_c = 18,92, N_q = 8,26, N_\gamma = 4,31$; Entonces:

$$q_d = 1,3cN_c + \gamma_s Z N_q + 0,4\gamma_s B N_\gamma$$

$$q_d = 1,3 \left(5,73 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (18,92) + \left(1,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (3)(8,26) + 0,4 \left(1,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (0,5\text{m})(4,31)$$

$$q_d = 176,83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{adm} = \frac{q_d}{FS} \text{ con } FS = 3$$

$$q_{adm} = \frac{176,83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{3} = 58,94 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Al comparar la q_{adm} en la tabla siguiente, podemos ver que el valor calculado con los datos de laboratorio está dentro del rango permisible del valor soporte para un suelo de tipo arena limosa, como el que se presenta en éste proyecto.

Tabla XI. Valores soportes típicos según tipo de suelo

MATERIAL DEL SUELO	TON/M ²	OBSERVACIONES
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos graviliosos	90	Compactados, buena granulometría
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: Crespo Villalaz. Mecánica de suelos y cimentaciones. Página 193.

2.1.3. Diseño estructural

2.1.3.1. Selección del sistema estructural

El sistema estructural elegido para este edificio está basado en mampostería reforzada, una losa fundida *in situ* para el piso intermedio y una estructura metálica en dos aguas para el techo.

2.1.3.2. Diseño arquitectónico

El edificio vista en planta consta de dos bloques rectangulares, en el primer nivel se tiene una distribución acorde a las necesidades de la oficina de la alcaldía auxiliar, así como la disposición de dos ambientes para desarrollo de talleres de computación y de capacitaciones. En el segundo nivel se cuenta con un área para realizar las actividades masivas de la aldea, tales como elección de autoridades, jornadas de vacunación, reuniones culturales y de carácter

académico, así como en situaciones de emergencia puede suplir la necesidad de un centro de acopio o de atención médica.

2.1.3.3. Requerimiento de área

El requisito de área para el desarrollo de éste proyecto queda suplido en los 241,66 m² (12,82 X 18,85 m.) de terreno que nos fuera dado a disposición para trabajar este proyecto. Por otro lado, ese espacio se maximiza al disponer de una estructura con dos niveles.

2.1.3.4. Alturas y cotas

La cota de la primera losa es de 3,50 m y 7,00 m la solera de remate, el techo tiene una cota de 8,25 m al centro y una pendiente en ambas direcciones de 27,3%.

2.1.4. Análisis estructural

2.1.4.1. Predimensionamiento estructural

A continuación se describen las dimensiones inicialmente propuestas de cada uno de los elementos de la estructura.

El techo será de dos aguas, con estructura hecha de costaneras dobles y lamina galvanizada calibre 22. Las losas serán fundidas *in situ*, con un espesor de 14 cms., variando el refuerzo según lo requiera el análisis estructural. La mampostería a utilizar será de 20 X 20 X 40 cms., con un esfuerzo a la ruptura a la compresión ($f'm$) de 70 kg/cm². El acero de refuerzo ($f'y$) será de grado 40,

es decir 2 810 kg/cm² (3 000 psi), y la resistencia a la compresión del concreto será de 210 kg/cm² (3 000 psi).

2.1.4.2. Cargas verticales y horizontales

2.1.4.2.1. Cargas verticales

- Carga muerta

$$W_{losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,14 \text{ m} = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{muro} = 75 \text{ lb/p}^2 * \frac{4,879 \text{ kg/m}^2}{1 \text{ lb/p}^2} = 366 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{losa} = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{sobrecarga} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{muerta} = W_{losa} + W_{sobrecarga} = 336 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2 = 396 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{\acute{u}ltima} = 1,4 * W_{muerta} = 1,4 * 396 \text{ kg/m}^2 = 554,4 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva

$$CV_{\acute{u}ltima} = 1,7 * W_{viva} = 1,7 * 488 \text{ kg/m}^2 = 829,60 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga última total**

$$\begin{aligned} CU_{total} &= CM_{última} + CV_{última} = 554,4 \text{ kg/m}^2 + 829,60 \text{ kg/m}^2 \\ &= 1\,384 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2.1.4.2.2. Cargas horizontales (Corte Basal)

$$V = ZICKSW$$

Z: en zonas de más alta sismicidad, cómo el caso de Santiago Atitlán, es igual a 1.

I: para estructuras según la importancia de utilidad, de uso inmediato después de un sismo es igual a 1,5

K: es igual a 1,33 para los sistemas de muro en caja.

S: 1,25 es el valor menor aceptado, y 1,25 es el valor correspondiente cuando no se conocen datos totalmente confiables del suelo. Este se toma para ser conservador.

C: de acuerdo a $C = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{T}}$ & $T = \frac{0,05 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$; donde h_n es la altura total y D es el lado mayor del área de la estructura. El resultado final es de C= 259 946,79 kg.

W: carga muerta mayorada + 0,25 de carga viva mayorada.

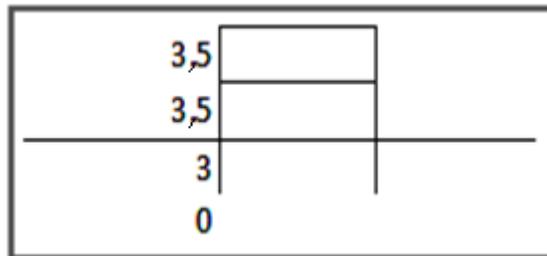
Entonces:

Tabla XII. **Valores de cortante**

$H_n = 10 \text{ m.}$	X	Y
T=	0,11516336	0,139645193
C=	0,196449794	0,178400368
D=	12,82	18,85

Fuente: elaboración propia.

Figura 7. **Esquema de edificio**



Fuente: elaboración propia.

Por lo que los valores de cortante en sentido X y Y son los siguientes:

$$V_y = 115\,646,67 \text{ kg.}$$

$$V_x = 127\,347,07 \text{ kg.}$$

2.1.4.2.3. Momentos últimos

A continuación se determinará si las distintas losas trabajan en uno o dos sentidos.

$$m = \frac{a}{b}, \text{ donde } a \text{ y } b \text{ es el lado corto y largo respectivamente.}$$

Si $m \leq 0,5$, trabaja en un sentido, de lo contrario trabaja en dos sentidos.

Tabla XIII. **Forma de trabajo de cada losa**

Espeor de losas

No. Losa	a (corto)	b (largo)	m= a/b	trabaja en n sentidos:
1	5,85	6,95	0,842	2 SENTIDOS
2	3,1	5,85	0,530	2 SENTIDOS
3	3,52	5,87	0,600	2 SENTIDOS
4	3,42	4,28	0,799	2 SENTIDOS
5	3,1	4,28	0,724	2 SENTIDOS
6	5,2	6,07	0,857	2 SENTIDOS
7	1,7	6,52	0,261	1 SENTIDO
8	3,14	3,59	0,875	2 SENTIDOS
9	2,84	3,59	0,791	2 SENTIDOS
10	0,9	7,05	0,128	1 SENTIDO
11	0,9	5,14	0,175	1 SENTIDO
12	1,3	3,85	0,338	1 SENTIDO

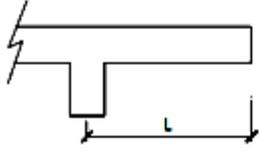
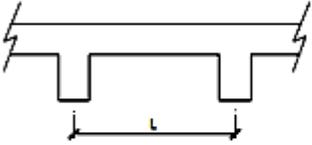
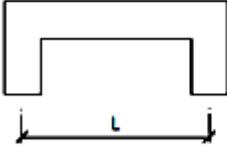
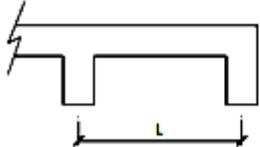
Fuente: elaboración propia.

Si las losas trabajan en un sentido, se hace uso de la tabla XIV para determinar el espesor a considerar.

Si las losas trabajan en dos sentidos se utiliza la siguiente fórmula para determinar su espesor:

$$t = \frac{P}{180}, \text{ donde } t \text{ es espesor (cm) y } P \text{ es perímetro (m)}$$

Tabla XIV. Formas típicas de trabajo de losas

Modelo matemático	Caso	Espesor
	Voladizo	$t = \frac{L}{10}$ <p>$L =$ lado corto, en todos los casos</p>
	Continua para ambos extremos	$t = \frac{L}{28}$
	Simplemente apoyada	$t = \frac{L}{20}$
	Continua en un extremo	$t = \frac{L}{24}$

Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

A continuación se presenta la tabla con los espesores que deben tener las losas; sin embargo, se elige el espesor mayor por razones de seguridad y de facilidades constructivas.

Tabla XV. **Espesor de losa a trabajar**

<u>Espesor de losas</u>			
No. Losa	trabaja en n sentidos:	forma de trabajo	[m] t =
1	2 SENTIDOS		0,14
2	2 SENTIDOS		0,10
3	2 SENTIDOS		0,10
4	2 SENTIDOS		0,09
5	2 SENTIDOS		0,08
6	2 SENTIDOS		0,13
7	1 SENTIDO	AEC	0,07
8	2 SENTIDOS		0,07
9	2 SENTIDOS		0,07
10	1 SENTIDO	V	0,09
11	1 SENTIDO	V	0,09
12	1 SENTIDO	AEC	0,05

V voladizo
 LA libremente apoyada
 EC 1 extremo continuo
 AEC ambos extremos continuos

<u>t mayor</u>	0,14
	14

Fuente: elaboración propia.

Puesto que el espesor de la losa está entre lo estipulado por el ACI 318 (9-15 cms.) no será necesario trabajar con losas nervadas.

- **Momentos positivos y negativos para las losas en dos sentidos (Método de los coeficientes)**

$$M_{a^-} = C a_{(-)} * C U_{total} * a^2$$

$$M_{a^+} = C a_{CV(+)} * C V_U * a^2 + C a_{CM(+)} * C M_U * a^2$$

$$M_{b^-} = C b_{(-)} * C U_{total} * b^2$$

$$M_{b^+} = C b_{CV(+)} * C V_U * b^2 + C b_{CM(+)} * C M_U * b^2$$

Donde:

a, b = longitud del lado corto y largo de la losa.

$C_{a(-)}, C_{b(-)}$ = coeficientes para momentos negativos.

M_{a+}, M_{b+} = momentos positivos para a y b respectivamente.

M_{a-}, M_{b-} = momentos negativos para a y b respectivamente.

$C_{a_{CV(+)}, C_{b_{CV(+)}}$ = coeficientes para momentos positivos por carga viva.

$C_{a_{CM(+)}, C_{b_{CM(+)}}$ = coeficientes para momentos positivos por carga muerta.

En el caso de los momentos negativos que se encuentran en los bordes discontinuos de las losas en dos direcciones, el valor de los mismos debe ser 1/3 del momento positivo correspondiente al sentido en el que se está analizando, como lo indica el método.

Como ejemplo tomaremos la losa No. 1, la cual trabajará en dos sentidos. Los momentos correspondientes se calculan a continuación:

$$M_{a-} = C_{a(-)} * CU_{total} * a^2 = (0,066) * (1\ 384) * (5,85)^2 = \mathbf{3\ 126,02\ kg * m}$$

$$M_{a+} = C_{a_{CV(+)}} * CV_U * a^2 + C_{a_{CM(+)}} * CM_U * a^2 = \\ (0,043) * (829,6) * (5,85)^2 + (0,036) * (554,4) * (5,85)^2 = \mathbf{1\ 903,84\ kg * m}$$

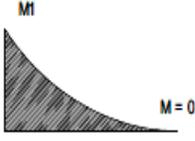
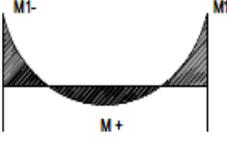
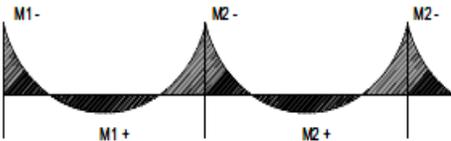
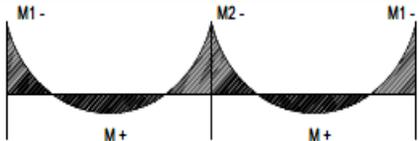
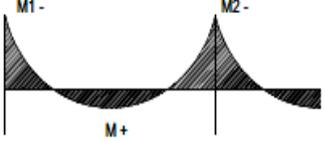
$$M_{b+} = C_{b_{CV(+)}} * CV_U * b^2 + C_{b_{CM(+)}} * CM_U * b^2 = \\ (0,023) * (829,6) * (6,95)^2 + (0,019) * (554,4) * (6,95)^2 = \mathbf{1\ 430,45\ kg * m}$$

$$M_{b-} = C_{b(-)} * CU_{total} * b^2 = (0,034) * (1\ 384) * (6,95)^2 = \mathbf{2\ 272,92\ kg * m}$$

- **Momentos positivos y negativos para las losas en un sentido**

A continuación se presentan las ecuaciones con las cuales se calculan los valores de los momentos actuantes en losas que trabajan en un solo sentido, para los distintos casos posibles.

Tabla XVI. **Momentos de losas (ACI 318)**

No.	Caso	Diagrama de momentos	Fórmulas
1	Voladizo		$M1 = \frac{WL^2}{2}$ $W = CU_{total}$ $L = \text{lado corto de la losa}$
2	Simplemente apoyada		$M1- = \frac{WL^2}{14}$ $M+ = \frac{WL^2}{10}$
3	Dos tramos continuos y un voladizo		$M1- = \frac{WL^2}{14} \quad M2- = \frac{WL^2}{10}$ $M1+ = \frac{WL^2}{9} \quad M2+ = \frac{WL^2}{10}$
4	Dos tramos continuos		$M1- = \frac{WL^2}{14} \quad M2- = \frac{WL^2}{10}$ $M+ = \frac{WL^2}{9}$
5	Un tramo con continuidad		$M1- = \frac{WL^2}{14} \quad M2- = \frac{WL^2}{10}$ $M+ = \frac{WL^2}{9}$

Fuente: elaboración propia, adaptado del ACI 318.

La losa No. 7 trabaja en un sentido, el caso es de ambos extremos continuos por lo que utilizaremos la formulación del caso típico número 4, lo cual nos da los siguientes valores de momentos:

$$M_{1(+)} = \frac{Wl^2}{9} = \frac{(829,6) * 1,7^2}{9} = 266,39 \text{ kg} * \text{m}$$

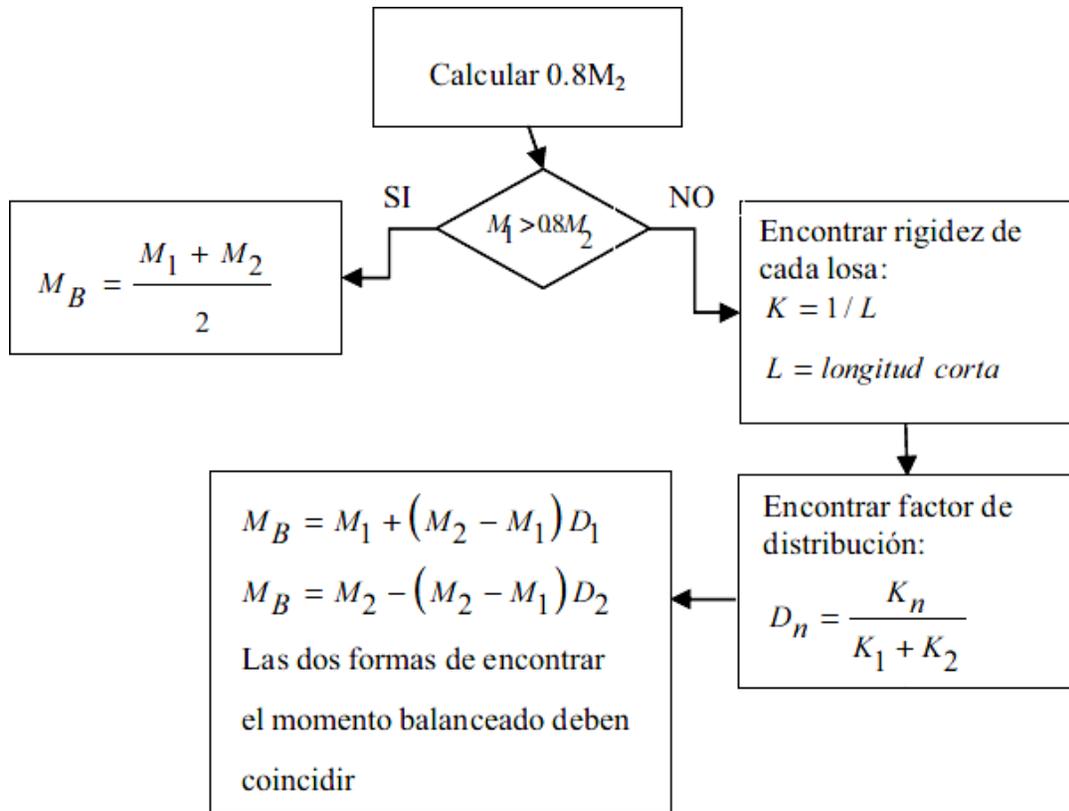
$$M_{1(-)} = \frac{Wl^2}{14} = \frac{(829,6) * 1,7^2}{14} = 239,75 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{2(-)} = \frac{Wl^2}{14} = \frac{(829,6) * 1,7^2}{14} = 239,75 \text{ kg} * \text{m}$$

- **Balanceo de momentos**

Este procedimiento se utiliza para equilibrar los momentos, considerando la interacción de los mismos para cuando dos losas a distintas solicitudes de carga se unen a lo largo de un borde en común. A continuación se presenta el procedimiento a seguir:

Figura 8. Diagrama de flujo para equilibrio de momentos



Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

- **Balanceo de momentos entre las losas No. 1 y 2**

Para las losas No. 1 y 2, el M_1 corresponde al menor valor de momento (losa 2 = 1 223,62 kg*m) y el M_2 al de mayor valor (losa 1 = 2 272,92 kg*m).

$$M_1 = 1\,223,62 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad M_2 = 2\,272,92 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_1 > 0,80 * M_2 \quad \rightarrow$$

$$1\,223,62 > 0,80 * 2\,272,92 \quad \rightarrow \text{NO} \therefore \text{balancear por rigideces.}$$

Tenemos entonces que:

$$k_1 = \frac{1}{L} = \frac{1}{5,85} = 0,17$$

$$k_2 = \frac{1}{L} = \frac{1}{3,1} = 0,32$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1+K_2}$$

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1+K_2}$$

$$D_1 = \frac{0,17}{0,17+0,32}$$

$$D_2 = \frac{0,32}{0,17+0,32}$$

$$D_1 = 0,346$$

$$D_2 = 0,654$$

$$D_1 + D_2 = 1 \therefore OK \rightarrow$$

$$M_B = M_1 + (M_2 - M_1)D_1$$

$$M_B = 1\,223,62 + (2\,272,92 - 1\,223,62)0,346 = \mathbf{1\,587,07\,kg * m}$$

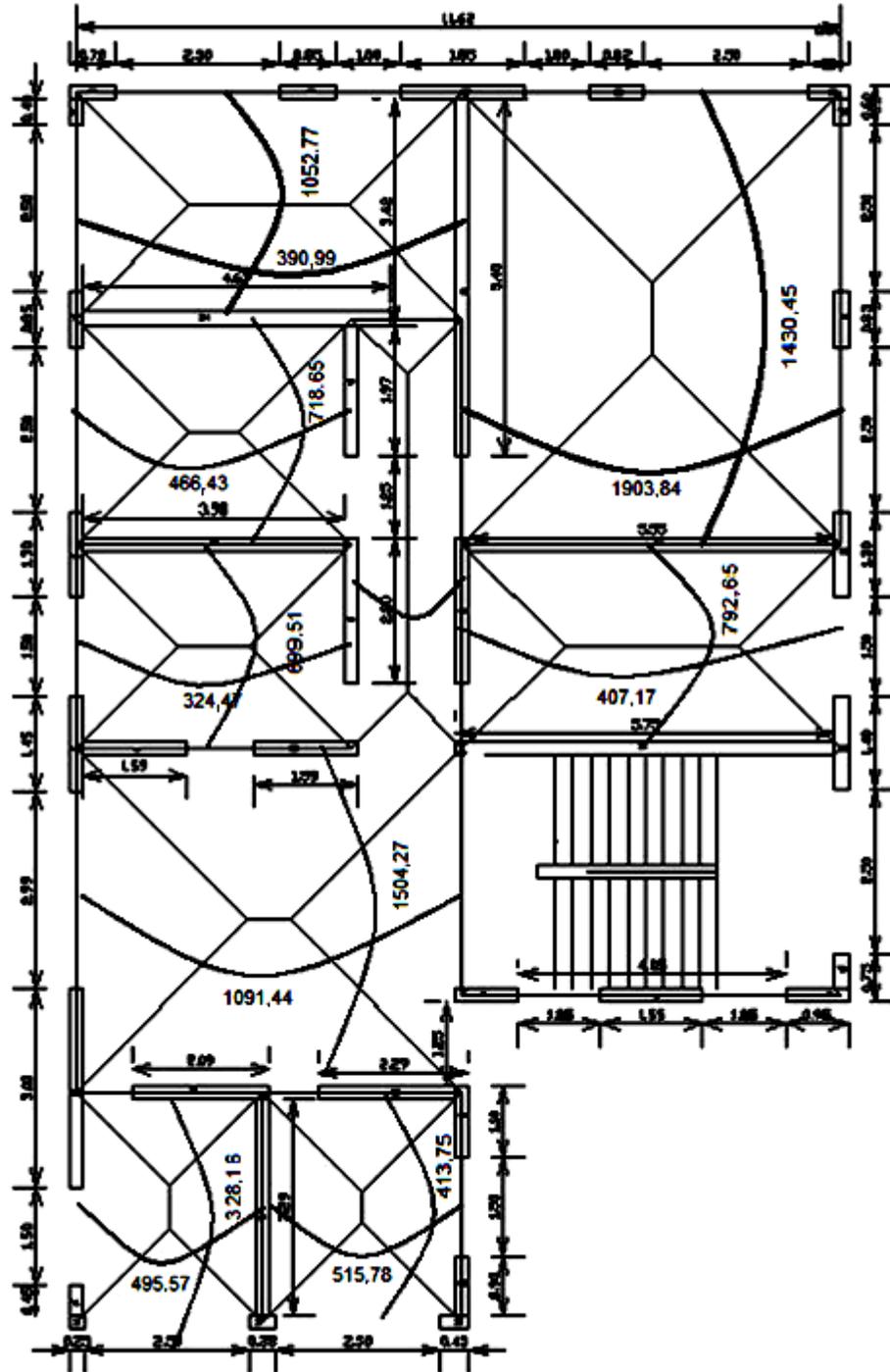
$$M_B = M_2 - (M_2 - M_1)D_2$$

$$M_B = 2\,272,92 - (2\,272,92 - 1\,223,62)0,654 = \mathbf{1\,587,07\,kg * m}$$

\therefore el momento ha sido balanceado correctamente.

Los momentos analizados mediante el método de los coeficientes se detalla a continuación:

Figura 9. Momentos calculados por el método de los coeficientes



Fuente: elaboración propia.

2.1.5. Dimensionamiento

2.1.5.1. Diseño de techo

- Integración de cargas
 - Cargas gravitacionales

$$w_{lam} = 2 \frac{lb}{ft^2} \text{ ó } 10 \frac{kg}{m^2}$$

$$w_{viva} = 50 \frac{kg}{m^2}$$

$$w_{inst.lamparas} = 50 \frac{kg}{m^2}$$

$$w_{viva} = 1,50 \frac{kg}{m}$$

$$w_{cost} = 1,50 \frac{kg}{m}$$

- Cargas de viento

La presión del viento en un edificio puede estimarse con la siguiente expresión, en la que p es la presión en libras por pie cuadrado que actúa sobre superficies verticales, C_s es un coeficiente de acuerdo a la forma y V es la velocidad básica del viento en mi/h. De C_s 0,8 será la presión de barlovento y 0,5 para la succión de sotavento.

$$P = 0,002558c_s v^2$$

En nuestro caso, la velocidad será de $150 \frac{\text{km}}{\text{h}}$ ($93,21 \text{ mi/h}$) y $C_s = 1,3$ pues es una estructura considerada tipo caja; y consideraremos la presión de barlovento pues es la mayor. Entonces tenemos que:

$$P = [0,002558(1,3)(93,21)^2] * 0,8$$

$$P \approx 84,98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- **Cargas de diseño para costaneras (largueros)**

$$W_{cost} = w_{lamina \ galv.corr} + w_{inst} + w_{obrero}$$

$$W_{cost} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 0,65 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 50,65 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

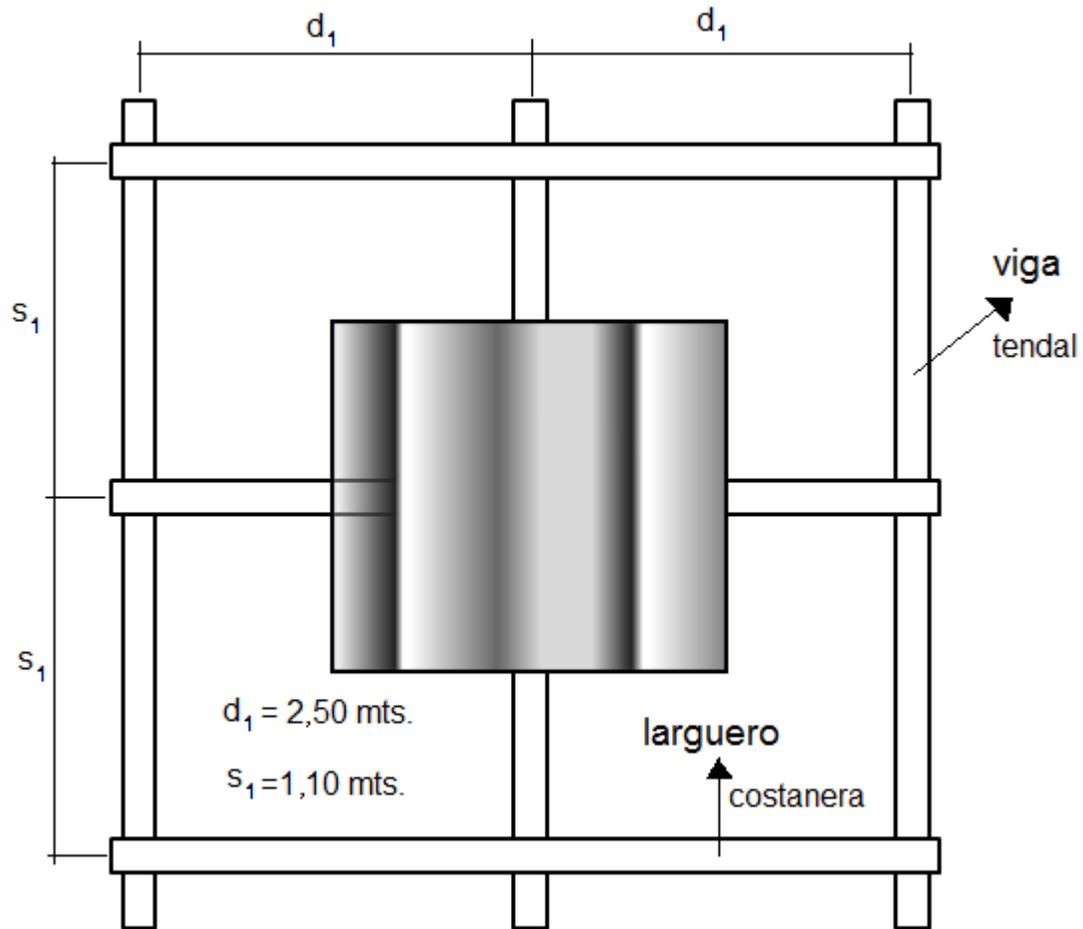
- **Cargas de diseño para vigas (tendales)**

$$W_{vigas} = w_{lamina \ galv.corr} + w_{armad} + P_{viento}$$

$$W_{vigas} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 84,98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 110 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Procedimiento de diseño de costaneras y tendales

Figura 10. Diseño de cubierta



Fuente: elaboración propia.

$$A_{trib} = d_1 * s_1 = 2,50 * 1,10 = 2,75m^2(29,59 p^2)$$

$$\text{Carga total (C}_t\text{): } 1,2 \left(10,65 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 0,8 \left(84,98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$C_{t-y}: 1,2 \left(10,65 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * \cos 15,27^\circ + 0,8 \left(84,98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \cos 15,27^\circ \right)$$

$$C_{t-y} = 142,05 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{t-y} = \frac{C_t * A_{trib}}{\text{Long. Costanera}} = \frac{\left(142,05 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * (2,75 \text{m}^2)}{2,5 \text{m}} = 156,6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ ó } \left(105,03 \frac{\text{lb}}{\text{p}^2} \right)$$

$$W_{t-x} = 20,22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ ó } 13,59 \frac{\text{lb}}{\text{p}^2}$$

$$Mx_{\text{máx}} = \frac{wL^2}{8} = \frac{\left(20,22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (2,5 \text{ m})^2}{8} = 15,798 \text{ kg} - \text{m} \text{ ó } 114,24 \text{ lb} - \text{p}$$

$$Z_{y \text{ req}} = \frac{12 * 0,11424 \text{ kip} - \text{ft}}{0,9 \text{ ksi}}$$

$$Z_{y \text{ req}} = 0,04\bar{2} \text{ in}^3$$

$$My_{\text{máx}} = \frac{wL^2}{8} = \frac{\left(156,26 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (2,5 \text{ m})^2}{8} = 122,08 \text{ kg} - \text{m} \text{ ó } 882,75 \text{ lb} - \text{p} \rightarrow 0,883 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$Fy_{\text{acero A36}} = 248 \times 10^6 \text{ MPa} \text{ ó } 36 \text{ ksi}$$

Según AISC (LRFD 2da edición.) tenemos para el diseño a flexión pura de vigas:

$$Z_{x_{req}} = \frac{12Mu_y}{\phi_b F_y} = \frac{12 * 0,883 \text{kip} - \text{ft}}{0,9 * 36 \text{ksi}}$$

$$Z_{x_{req}} = 0,32704 \text{ in}^2$$

De las tablas que proporciona el AISC, considerando la luz de 2,5 m (8,2'), elegimos al sección C4 X 5,4 donde la máxima carga uniforme factorada en viga lateralmente soportada es de 5,4 kips, por lo que cubre los valores requeridos.

Tabla XVII. Perfil utilizado para costaneras

C4 X 5.4

CHANNELS
AMERICAN STANDARD
Properties

Nom- inal Wt. per ft	\bar{x}	Shear Center Loca- tion e_o	PNA Loca- tion x_p	Axis X-X				Axis Y-Y			
				I	Z	S	r	I	Z	S	r
lb	in.	in.	in.	in. ⁴	in. ³	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in. ³	in.
50	0.798	0.583	0.488	404	68.2	53.8	5.24	11.0	8.17	3.78	0.867
40	0.777	0.767	0.390	349	57.2	46.5	5.44	9.23	6.87	3.37	0.886
33.9	0.787	0.896	0.330	315	50.4	42.0	5.62	8.13	6.23	3.11	0.904
7.25	0.459	0.386	0.264	4.59	2.81	2.29	1.47	0.433	0.697	0.343	0.450
5.4	0.457	0.502	0.241	3.85	2.26	1.93	1.56	0.319	0.569	0.283	0.449

Fuente: AISC-LRFD, Manual de construcción en acero, p. 1-50,1-51.

De la misma manera se procede con los tendales y la sección que se va a utilizar es la C5 X 6.7. debido a que al unir dos costaneras de frente para formar una viga “acoachada”, se tiene que la sección es simétrica en ambos sentidos, por lo que tenemos que su base aumenta el doble mientras su altura se mantiene, esto da lugar a que su momento plástico se duplique y por ello el módulo de sección plástico Z_x también. Con ello, las solicitaciones son cubiertas con la doble sección C5 X 6.7

- **Deflexión**

Revisaremos que la deflexión de las vigas de la estructura metálica no sea mayor de la permisible.

$$D_r = \frac{5}{384} \left(\frac{WL^3}{EI} \right) \text{ (Deflexión real)}$$

$$D_r = \frac{5}{384} \left(\frac{115 \text{ lb} - p * (8,25 p)^3}{(29 \times 10^6) * (5,21^4)} \right) = 3,93 \times 10^{-8} \text{ plg.}$$

$$D_p = \frac{L}{360} \text{ (Deflexión permisible)}$$

$$D_p = \frac{L}{360} = 2,29 \times 10^{-2} \text{ plg.}$$

$D_r < D_p \therefore$ las deflexiones posibles no sobrepasan las permisibles, OK.

2.1.5.2. Diseño de muros

Para el cálculo del centro de masa y rigidez, se efectuarán los siguientes pasos:

- Se fijarán los ejes X-X' y los ejes Y-Y';
- Se determinaran los valores de las rigideces de los muros, tal como se indica en las tablas XVIII – XXI;
- Con las rigideces de cada muro, se procederá a establecer los centros de rigidez y de masa de toda la estructura; es decir el centro de masa combinado;
- Con ello, se calcularán las excentricidades que existen entre los centros de masa y de rigidez;
- Con la excentricidad calculada, se procede a determinar la excentricidad mínima por torsión, y con ello obtener la excentricidad total;

Tabla XVIII. Centro de masa y rigidez 1er nivel, sentido X

ID	m	-	(Kg/cm ²)	Coord. A centros [m]		(cm ²)		(kg/cm ² * cm)	
	longitud (L)	h/L	Rigidez(R)	X	Y	L*X	L*Y	R*X	R*Y
X1	0,25	14,11	349,60	1,02	0,00	2 539,52	0,00	0,00	0,00
X2	0,38	9,21	1 233,01	3,84	0,00	14 576,80	0,00	0,00	0,00
X3	0,45	7,78	2 019,88	6,75	0,00	30 361,50	0,00	0,00	0,00
X4	2,09	1,67	102 620,02	2,89	3,49	60 463,70	72 941,00	0,00	35 814 386,87
X5	2,09	1,67	102 620,02	5,73	3,49	119 715,20	72 941,00	0,00	35 814 386,87
X6	0,95	3,68	16 336,41	7,25	4,94	68 856,00	46 930,00	0,00	8 070 187,28
X7	1,55	2,26	54 544,74	9,75	4,94	151 078,50	76 570,00	0,00	26 945 104,01
X8	0,95	3,68	16 336,41	12,25	4,94	116 327,50	46 930,00	0,00	8 070 187,28
X9	1,59	2,20	57 758,96	1,89	8,69	30 114,60	138 171,00	0,00	50 192 535,13
X10	1,59	2,20	57 758,96	4,48	8,69	71 263,80	138 171,00	0,00	50 192 535,13
X11	5,75	0,61	486 202,33	9,65	8,69	554 702,50	499 675,00	0,00	422 509 822,63
X12	3,98	0,88	300 609,08	3,09	11,79	122 902,40	469 162,40	0,00	354 357 988,98
X13	5,55	0,63	465 536,20	9,75	11,79	540 958,50	654 234,00	0,00	548 774 067,19
X14	4,67	0,75	373 684,20	3,44	15,21	160 414,50	710 400,40		568 448 404,20
X15	0,70	5,00	7 125,00	1,25	18,64	8 743,00	130 459,00	0,00	13 278 862,50
X16	0,85	4,12	12 139,80	4,52	18,64	38 454,00	158 414,50	0,00	22 624 952,82
X17	1,85	1,89	80 138,25	6,88	18,64	127 206,00	344 784,50	0,00	149 353 663,20
X18	0,82	4,27	11 014,07	9,21	18,64	75 554,80	152 823,40	0,00	20 526 914,49
X19	0,60	5,83	4 618,15	12,42	18,64	74 538,00	111 822,00	0,00	8 606 854,61
	<u>36,66</u>		<u>2 152 645,10</u>			<u>2 368 770,82</u>	<u>3 824 429,20</u>	0,00	<u>2 323 580 853,18</u>

$$\begin{aligned} \sum L_x &= 36,66 & m & & \sum LX_2 &= 236 8770,82 & \text{cm}^2 \\ \sum R_x &= 2 152 645,10 & \text{Kg/cm}^2 & & \sum LY_2 &= 3 824 429,20 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum RY &= 2 323 580 \\ &= 853,18 & \text{kg/cm}^2 * \text{cm} \end{aligned}$$

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. Centro de masa y rigidez 1er nivel, sentido Y

ID	m	-	(Kg/cm ²)	Coord. A centros (m)		(cm ²)		(kg/cm ² * cm)	
	longitud (L)	h/L	Rigidez(R)	X	Y	L*X	L*Y	R*X	R*Y
Y1	0,45	7,78	2 019,88	1,00	0,32	4 500,00	1 453,50	201 988,14	0,00
Y2	3,00	1,17	196 050,96	1,00	3,54	30 000,00	106 290,00	19 605 095,54	0,00
Y3	1,45	2,41	46 819,78	1,00	8,76	14 500,00	127 049,00	4 681 978,31	0,00
Y4	1,30	2,69	36 151,56	1,00	11,64	13 000,00	151 281,00	3 615 155,89	0,00
Y5	0,85	4,12	12 139,80	1,00	15,21	8 500,00	129 302,00	1 213 980,41	0,00
Y6	0,40	8,75	1 432,84	1,00	18,34	4 000,00	73 352,00	143 283,58	0,00
Y7	3,30	1,06	228 006,34	3,84	1,75	126 588,00	57 585,00	87 463 233,79	0,00
Y8	2,20	1,59	113 361,23	5,18	10,79	113 850,00	237 358,00	58 664 434,07	0,00
Y9	1,97	1,78	91 196,53	5,18	14,13	101 947,50	278 262,50	47 194 203,68	0,00
Y10	0,90	3,89	14 152,93	6,87	0,55	61 839,00	4 932,00	9 724 477,62	0,00
Y11	1,10	3,18	23 887,59	6,87	3,04	75 581,00	33 473,00	16 413 166,15	0,00
Y12	2,20	1,59	113 361,23	6,87	10,79	151 162,00	237 358,00	77 890 497,87	0,00
Y13	5,40	0,65	449 987,37	6,87	15,84	371 034,00	855 198,00	309 186 319,10	0,00
Y14	0,55	6,36	3 603,79	12,62	5,31	69 421,00	29 221,50	4 548 704,51	0,00
Y15	1,40	2,50	43 135,14	12,62	8,79	176 708,00	123 018,00	54 445 167,57	0,00
Y16	1,30	2,69	36 151,56	12,62	11,64	164 086,00	151 281,00	45 630 497,63	0,00
Y17	0,85	4,12	12 139,80	12,62	15,21	107 287,00	129 302,00	15 322 860,68	0,00
Y18	0,40	8,75	1 432,84	12,62	18,34	50 488,00	73 352,00	1 808 525,37	0,00
	<u>29,02</u>		<u>1 425 031,16</u>			<u>1 644 491,50</u>	<u>2 799 068,50</u>	<u>757 753 569,93</u>	0,00

$$\sum L_y = 29,02 \quad m \quad \sum L X_1 = 1 644 491,5 \quad \text{cm}^2$$

$$\sum R_y = 1 425 031,157 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad \sum L Y_1 = 2 799 068,5 \quad \text{cm}^3$$

$$\sum R X = 757 753 569,9 \quad \text{kg/cm}^2 * \text{cm}$$

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. Centro de masa y rigidez 2do nivel, sentido X

	m	-	(Kg/cm ²)	(m)		(cms ²)		[kg/cm ² * cm]	
ID	longitud (L)	h/L	Rigidez(R)	X	y	L*X	L*Y	R*X	R*Y
X20	0,24	14,58	106,83	1,02	0,00	2 448,00	0,00	0,00	0,00
X20.a	1,00	3,50	no carga	-	-	-	-		-
X21	0,38	9,21	421,81	3,83	0,00	14 561,60	0,00	0,00	0,00
X22	0,45	7,78	698,03	6,75	0,00	30 361,50	0,00	0,00	0,00
X23	2,09	1,67	55 859,98	2,89	3,49	60 463,70	72 941,00	0,00	19 495 133,38
X24	2,09	1,67	55 859,98	5,73	3,49	119 715,20	72 941,00	0,00	19 495 133,38
X25	1,00	3,50	no carga	-	-	-	-		-
X26	0,95	3,68	6 300,88	7,25	4,94	68 856,00	46 930,00	0,00	3 112 632,31
X27	1,55	2,26	25 175,87	9,75	4,94	151 078,50	76 570,00		12 436 877,91
X28	0,75	4,67	3 162,76	12,15	4,94	91 087,50	37 050,00	0,00	1 562 404,44
X29	4,45	0,79	308 890,32	10,30	8,69	458 216,50	386 705,00	0,00	268 425 689,16
X30	1,00	3,50	no carga	-	-	-	-		-
X31	0,80	4,40	3 765,28	1,30	18,64	10 332,08	148 350,52	0,00	7 017 360,49
X31.a	1,00	3,50	no carga	-	-	-	-		-
X32	1,37	2,55	17 885,81	4,87	18,64	66 760,10	255 326,90	0,00	33 333 777,94
X33	1,37	2,55	17 885,81	8,74	18,64	119 696,90	255 326,90	0,00	33 333 777,94
X34	0,79	4,43	3 682,85	12,32	18,64	97 351,70	147 232,30	0,00	6 863 719,12
	21,28		499 696,20			1 290 929,28	1 499 373,62		405 076 506,07

$$\begin{aligned} \sum L_x &= 21,276 \quad \text{m} & \sum LX_2 &= 1\,290\,929,28 \quad \text{cm}^2 \\ \sum R_x &= 499\,696,20 \quad \text{Kg/cm}^2 & \sum LY_2 &= 1\,499\,373,62 \quad \text{cm}^3 \\ \sum RY &= & & 405\,076\,506,068 \quad \text{kg/cm}^2 * \text{cm} \end{aligned}$$

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXI. Centro de masa y rigidez 2do nivel, sentido Y

ID	m	-	(Kg/cm ²)	(m)		(cms ²)		(kg/cm ² * cm)	
	longitud (L)	h/L	Rigidez(R)	X	y	L*X	L*Y	R*X	R*Y
Y19	4,94	0,71	no carga	-	-	-	-	-	
Y20	7,05	0,50	no carga	-	-	-	-	-	
Y21	0,45	7,78	698,03	1,00	0,32	4 500,00	1 453,50	69 802,95	0,00
Y22	1,55	2,26	25 175,87	1,00	2,82	15 500,00	43 679,00	2 517 586,62	0,00
Y23	0,73	4,79	2 921,55	1,00	5,20	7 300,00	37 981,90	292 154,66	0,00
Y24	0,92	3,80	5 741,29	1,00	8,53	9 200,00	78 448,40	574 128,90	0,00
Y25	0,79	4,43	3 682,85	1,00	11,88	7 900,00	93 867,80	368 284,55	0,00
Y26	1,53	2,29	24 293,71	1,00	15,54	15 300,00	237 746,70	2 429 371,06	0,00
Y27	0,98	3,57	6 893,69	1,00	18,07	9 800,00	177 115,40	689 369,10	0,00
Y28	3,29	1,06	166 096,82	3,84	1,75	1 26 204,40	57 410,50	63 714 739,55	0,00
Y29	0,90	3,89	5 386,35	6,87	0,55	61 839,00	4 932,00	3 700 961,35	0,00
Y30	2,35	1,49	75 213,98	6,87	3,67	161 468,50	86 198,00	51 679 524,26	0,00
Y31	0,75	4,67	3 162,76	12,62	5,21	94 665,00	39 097,50	3 992 038,22	0,00
Y32	0,90	3,89	5 386,35	12,62	8,54	113 598,00	76 833,00	6 798 651,45	0,00
Y33	0,80	4,38	3 820,90	12,62	11,89	100 976,00	95 096,00	4 822 734,33	0,00
Y34	0,85	4,12	4 560,85	12,62	15,21	107 287,00	129 302,00	5 756 709,99	0,00
Y35	0,40	8,75	491,51	12,62	18,34	50 488,00	73 352,00	620 386,10	0,00
	29,18		333 526,50			886 025,90	1 232 513,70	148 026 443,07	0,00

$$\sum L_y = 29,178 \quad m \quad \sum LX_i = 886 025,9 \quad cm^2$$

$$\sum R_y = 333 526,4988 \quad Kg/cm^2 \quad \sum LY_i = 1 232 513,7 \quad cm^3$$

$$\sum RX = 148 026 443,1 \quad kg/cm^2 * cm$$

Fuente: elaboración propia.

El centro de masa y el centro de rigidez de los muros para el primer nivel se calculan de la siguiente manera:

$$\bar{X} = \frac{LX_{total}}{L_{total}} \qquad \bar{Y} = \frac{LY_{total}}{L_{total}}$$

$$\bar{X} = \frac{4\,013\,262,32 \text{ cms}^2}{6\,567 \text{ cms.}} = 6,11 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{6\,623\,497,70 \text{ cms}^2}{6\,567 \text{ cms.}} = 10,08 \text{ m}$$

$$CR_x = \frac{\sum RX}{\sum R_y} = \frac{757\,753\,569,93}{1\,425\,031,16} = 5,32 \text{ m}$$

$$CR_y = \frac{\sum RY}{\sum R_x} = \frac{2\,323\,580\,853,18}{2\,152\,645,10} = 10,79 \text{ m}$$

A continuación se muestra la tabla donde se obtiene el centro de masa de la losa.

Tabla XXII. **Cálculo del centro de masa de losa**

					[m ²]	[Kg/m ²]	[Kg]	[Kg-m]	[Kg-m]
Figura	x1	y1	Base	Altura	Área	W-losa	W-figura	x1 * W-fig.	y1 * W-fig.
Rectángulo	6,81	13,66	11,82	10,15	119,95	1 384,00	166 005,28	1 130 661,97	2 268 130,15
Rectángulo	0,40	15,21	1,00	7,05	7,05	1 384,00	9 754,43	3 901,77	148 384,42
Rectángulo	4,49	6,82	7,17	3,55	25,46	1 384,00	35 237,47	158 075,29	240 143,36
Rectángulo	3,44	2,47	7,07	5,14	36,34	1 384,00	50 301,40	172 835,60	124 244,45
					Σ 188,80		261 298,58	1 465 474,63	2 780 902,38

Fuente: elaboración propia.

Seguidamente, se calcula el centro de masa combinado, es decir el centro de masa del sistema muro-losa del primer nivel de la estructura.

Figura 11. Centro de masa combinado

W muro =	366 Kg/m ²	ó	75 lb/ft ²				
W techo	25,65 Kg/m ²	ó	5,26 lb/ft ²				
						C.M.	
						x	y
W techo = CM techo * área				6 303,83 Kg.		5,84	10,18
W muros- 1 nivel = CM muros * perímetro				84 133,52 Kg.		6,11	10,08
W muros- 2 nivel = CM muros * perímetro				64 631,57 Kg.		4,31	5,41
W losa entrepiso = CM entrepiso * área de losa entrepiso				261 298,58 Kg.		5,61	10,64
$X = \frac{(W_{pared/piso})(X) + (W_{losa/piso})(X_{simetría})}{W_{pared/piso} + W_{losa/piso}}$				Entrepiso X =		5,73 m	
				Entrepiso Y =		10,51 m	

Fuente: elaboración propia.

Al contar con los centro de rigidez y de masa, se procede a calcular las excentricidades con respecto al centro de rigidez y la ocasionada por torsión. Esto se calcula de la siguiente manera:

$$e_x = |CR_x - \bar{X}_{combinado}| = |5,317 - 5,731| = 0,413 m$$

$$e_y = |CR_y - \bar{Y}_{combinado}| = |10,794 - 10,507| = 0,287 m$$

La excentricidad mínima corresponde al 5% de la dimensión perpendicular a la fuerza aplicada.

$$e_{min} = \pm 0,05L$$

$$e_{x_{min}} = \pm 0,05 * 18,85 = 0,94m$$

$$e_{y_{min}} = \pm 0,05 * 12,82 = 0,64m$$

Por lo tanto, la excentricidad total, o crítica es:

$$\text{En X} = 0,529\text{m}$$

$$\text{En Y} = 0,928\text{m}$$

De la misma manera se procede para los cálculos de excentricidad total del segundo nivel. Los valores son:

$$\text{En X} = 0,93\text{m}$$

$$\text{En Y} = 2,909\text{m}$$

- **Distribución de la fuerza lateral actuante**

De las cargas laterales calculadas con anterioridad tenemos que:

$$V_y = 115\,646,67 \text{ kg.}$$

$$V_x = 127\,347,07 \text{ kg.}$$

Estas fuerzas de corte deben ser distribuidas verticalmente en la estructura.

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad T = 0,10 \quad \text{Si } T \leq 0,7 \rightarrow F_t = 0 \quad \therefore$$
$$F_x = V \frac{W_x h_x}{\sum_{i=0}^n W_i h_i}$$

En nuestro caso el valor de T es de 0,11 y 0,14 en X y Y respectivamente. Por lo que utilizaremos la segunda ecuación para distribuir las fuerzas tanto en sentido X como Y. A continuación se detalla el cálculo de ésta distribución para ambos sentidos de las fuerzas de corte.

Tabla XXIII. **Distribución de fuerzas de corte**

CORTANTE Fx

Vx = 127 347,068 kg

Piso	W	H	W*H	W*H / $\sum w*h$	Vx* (W*H / $\sum w*h$)	
1	345 432,10	3,00	1 036 296,29	0,69	88 133,68	kg
2	70 935,40	6,50	461 080,11	0,31	39 213,39	kg
Techo	6 303,83	10,00	63 038,27	0,04	5 361,20	kg
			1 497 376,40	1,00	127 347,07	kg

CORTANTE Fy

Vy = 115 646,666 kg

Piso	W	H	W*H	W*H / $\sum w*h$	Vy* (W*H / $\sum w*h$)	
1	345 432,10	3,00	1 036 296,29	0,69	80 036,13	kg
2	70 935,40	6,50	461 080,11	0,31	35 610,54	kg
Techo	6 303,83	10,00	63 038,27	0,04	4 868,63	kg
			1 497 376,40	1,00	115 646,67	kg

Fuente: elaboración propia.

- **Momentos de volteo por sismo**

Una vez calculadas las fuerzas cortantes por nivel y sentido, procede determinar los momentos de volteo causados por dichas fuerzas de corte.

$$M_B = F_i h_n + \sum_{i=1}^n F_i h_i$$

$$M_x = F_i (h_n - h_x) + \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x)$$

como $F_i = 0$, entonces :

$$M_B = \sum_{i=1}^n F_i h_i$$

$$M_x = \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x)$$

Tabla XXIV. Momentos de volteo por sismo y viento

MOMENTOS DE VOLTEO POR SISMO (Mb)						momentos desde la base de la cimentación	
piso	H	Fx	Fy	Mx (kg-m)	My (kg-m)	Mx (Ton-m)	My (Ton-m)
1	3,00	88 133,68	80 036,13	264 401,04	240 108,39	616,94	560,25
2	6,50	39 213,39	35 610,54	254 887,01	231 468,49	137,25	124,64
techo	10,00	5 361,20	4 868,63	53 612,03	48 686,26	0,00	0,00

MOMENTOS DE VOLTEO POR VIENTO (Mb)		
P =	93,75	kg/mt ²
h =	10,00	m
área =	245,76	m ²
F = P*área =	23040,30	kg

Mviento =	230,40	Ton - m
-----------	--------	---------

Fuente: elaboración propia.

- Distribución de fuerzas y momentos en los muros**

Al momento de darse el fenómeno de torsión en una estructura, se generan esfuerzos de corte, por lo que es necesario calcularlas también mediante la siguiente formulación:

$$F_m = \frac{(Rd)}{\sum Rd^2} M_t$$

Donde:

$$M_t = e * V$$

Así también la distribución de los momentos de volteo se determinará de la siguiente manera:

$$M_{volteo} = \frac{R}{\sum R} M_B$$

Tabla XXV. Distribución de fuerzas y momentos por muro del primer nivel, sentido X

PRIMER NIVEL				SENTIDO X-X			
CORTE = 2V =	176,27	ton	e'y =	0,287	m		
e-y = e'y + e-min.y =	0,928	m	e min.y =	0,64	m		
(Mt) MOMENTO DE TORSION =ey * V =	81,82	ton-m	V =	88,13	ton		
MOMENTO DE VOLTEO	847,34	ton-m					
Y-cr =	10,79	m.	d-y = Y - Ycr				

MURO ID.	longitud (L)	kg/cm ²		d-y	R * d-y	R * d-y ²	ton		TON-M			
		Rigidez	distancia Y al eje x				Fv	Ft	M vi	M ti		
							(R/ΣR)(2V)	(Rd/ΣRd ²)*Mt	Fv + Ft	(R/ΣR)*(Mv)	Ft * Himuro	M dis. Mvi + Mti
X1	0,25	349,60	-	10,79	3 773,61	40 732,57	0,03	0,01	0,04	0,14	0,03	0,17
X2	0,38	1 233,01	-	10,79	13 309,21	143 660,55	0,10	0,03	0,13	0,49	0,12	0,60
X3	0,45	2 019,88	-	10,79	21 802,75	235 340,45	0,17	0,06	0,22	0,80	0,19	0,99
X4	2,09	102 620,02	3,49	7,30	749 544,12	5 474 725,05	8,40	1,91	10,31	40,39	6,68	47,07
X5	2,09	102 620,02	3,49	7,30	749 544,12	5 474 725,05	8,40	1,91	10,31	40,39	6,68	47,07
X6	0,95	16 336,41	4,94	5,85	95 634,55	559 851,62	1,34	0,24	1,58	6,43	0,85	7,28
X7	1,55	54 544,74	4,94	5,85	319 308,92	1 869 257,77	4,47	0,81	5,28	21,47	2,84	24,31
X8	0,95	16 336,41	4,94	5,85	95 634,55	559 851,62	1,34	0,24	1,58	6,43	0,85	7,28
X9	1,59	57 758,96	8,69	2,10	121 529,07	255 706,04	4,73	0,31	5,04	22,74	1,08	23,82
X10	1,59	57 758,96	8,69	2,10	121 529,07	255 706,04	4,73	0,31	5,04	22,74	1,08	23,82
X11	5,75	486 202,33	8,69	2,10	1 023 005,23	2 152 477,75	39,81	2,60	42,42	191,38	9,11	200,49
X12	3,98	300 609,08	11,79	0,99	298 783,46	296 968,93	24,62	0,76	25,38	118,33	2,66	120,99
X13	5,55	465 536,20	11,79	0,99	462 708,96	459 898,89	38,12	1,18	39,30	183,25	4,12	187,37
X14	4,67	373 684,20	15,21	4,42	1 650 909,49	7 293 597,47	30,60	4,20	34,80	147,09	14,71	161,80
X15	0,70	7 125,00	18,64	7,84	55 880,85	438 269,46	0,58	0,14	0,73	2,80	0,50	3,30
X16	0,85	12 139,80	18,64	7,84	95 211,60	746 737,59	0,99	0,24	1,24	4,78	0,85	5,63
X17	1,85	80 138,25	18,64	7,84	628 518,47	4 929 424,41	6,56	1,60	8,16	31,54	5,60	37,14
X18	0,82	11 014,07	18,64	7,84	86 382,51	677 491,74	0,90	0,22	1,12	4,34	0,77	5,10
X19	0,60	4 618,15	18,64	7,84	36 219,85	284 069,63	0,38	0,09	0,47	1,82	0,32	2,14

2152645,10

32148492,63 176,27

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Distribución de fuerzas y momentos por muro del primer nivel, sentido Y

<u>PRIMER NIVEL</u>				<u>SENTIDO Y-Y</u>			
CORTE = 2V =		160,07	ton	e'x =	-0,413	m	
e-x = e'-x + e-min.x =		0,529	m	e min.x =	0,94	m	
(Mt) MOMENTO DE TORSION =ex * V =		42,36	ton-m	V =	80,04	ton	
MOMENTO DE VOLTEO		790,66	ton-m				
X-cr =		5,32	m	d-x = X - Xcr			

MURO ID.	longitud (L)	kg/cm ²		ton		TON-M						
		Rigidez	distancia X al eje y	d-x	R * d-x	Fv (R/ΣR)(2V)	Ft (Rd/ΣRd ²)*Mt	F Fv + Ft	M vi (R/ΣR)*(Mv)	M ti Ft * Hmuro	M dis. Mvi + Mti	
Y1	0,45	2 019,88	1,00	4,32	8 720,74	37 651,39	0,23	0,03	0,26	1,12	0,10	1,22
Y2	3,00	196 050,96	1,00	4,32	846 440,72	3 654 467,72	22,02	2,85	24,87	108,78	9,96	118,74
Y3	1,45	46 819,78	1,00	4,32	202 142,20	872 739,36	5,26	0,68	5,94	25,98	2,38	28,36
Y4	1,30	36 151,56	1,00	4,32	156 082,64	673 879,42	4,06	0,52	4,59	20,06	1,84	21,90
Y5	0,85	12 139,80	1,00	4,32	52 413,03	226 290,77	1,36	0,18	1,54	6,74	0,62	7,35
Y6	0,40	1 432,84	1,00	4,32	6 186,20	26 708,63	0,16	0,02	0,18	0,79	0,07	0,87
Y7	3,30	228 006,34	3,84	1,48	337 780,60	500 405,97	25,61	1,14	26,75	126,51	3,98	130,48
Y8	2,20	113 361,23	5,18	0,14	16 148,61	2 300,41	12,73	0,05	12,79	62,90	0,19	63,09
Y9	1,97	91 196,53	5,18	0,14	12 991,19	1 850,63	10,24	0,04	10,29	50,60	0,15	50,75
Y10	0,90	14 152,93	6,87	1,55	21 987,25	34 158,23	1,59	0,07	1,66	7,85	0,26	8,11
Y11	1,10	23 887,59	6,87	1,55	37 110,51	57 652,93	2,68	0,12	2,81	13,25	0,44	13,69
Y12	2,20	113 361,23	6,87	1,55	176 112,03	273 598,38	12,73	0,59	13,33	62,90	2,07	64,97
Y13	5,40	449 987,37	6,87	1,55	699 076,68	1 086 048,72	50,55	2,35	52,90	249,67	8,23	257,90
Y14	0,55	3 603,79	12,62	7,30	26 324,06	192 285,34	0,40	0,09	0,49	2,00	0,31	2,31
Y15	1,40	43 135,14	12,62	7,30	315 082,64	2 301 536,04	4,85	1,06	5,90	23,93	3,71	27,64
Y16	1,30	36 151,56	12,62	7,30	264 070,77	1 928 917,47	4,06	0,89	4,95	20,06	3,11	23,17
Y17	0,85	12 139,80	12,62	7,30	88 675,77	647 736,39	1,36	0,30	1,66	6,74	1,04	7,78
Y18	0,40	1 432,84	12,62	7,30	10 466,22	76 450,98	0,16	0,04	0,20	0,79	0,12	0,92

1425031,157

12594678,78 160,07

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Distribución de fuerzas y momentos por muro del segundo nivel, sentido X**

SEGUNDO NIVEL				SENTIDO X-X				ton		TON-M	
CORTE = 2V =				78,43	ton	e'y =		2,268 m			
e-y = e'-y + e-min.y =				2,909	m	e min.y =		0,64 m			
(Mt) MOMENTO DE TORSION =ey * V =				114,09	ton-m	V =		39,21 ton			
MOMENTO DE VOLTEO				367,65	ton-m						
Y-cr =				8,11	m	d-y = Y - Ycr					

MURO ID.	longitud (L)	Rigidez	distancia Y al eje x	d-y	R * d-y	R * d-y ²	Fv (R/ΣR)(2V)	Ft (Rd/ΣRd ²)*Mt	F Fv + Ft	M vi (R/ΣR)*(Mv)	M ti Ft * Hmuro	M dis. Mvi + Mti
X20	0,24	106,83	-	8,11	866,01	7 020,28	0,02	0,01	0,03	0,08	0,04	0,12
X20.a	1,00	no carga	-									
X21	0,38	421,81	-	8,11	3 419,37	27 719,01	0,07	0,05	0,12	0,31	0,18	0,49
X22	0,45	698,03	-	8,11	5 658,55	45 870,75	0,11	0,08	0,19	0,51	0,29	0,81
X23	2,09	55 859,98	3,49	4,62	257 875,12	1 190 469,07	8,77	3,82	12,58	41,10	13,36	54,46
X24	2,09	55 859,98	3,49	4,62	257 875,12	1 190 469,07	8,77	3,82	12,58	41,10	13,36	54,46
X25	1,00	no carga	-									
X26	0,95	6 300,88	4,94	3,17	19 951,44	63 175,35	0,99	0,30	1,28	4,64	1,03	5,67
X27	1,55	25 175,87	4,94	3,17	79 718,26	252 424,34	3,95	1,18	5,13	18,52	4,13	22,65
X28	0,75	3 162,76	4,94	3,17	10 014,75	31 711,25	0,50	0,15	0,64	2,33	0,52	2,85
X29	4,45	308 890,32	8,69	0,58	180 251,21	105 184,58	48,48	2,67	51,15	227,27	9,34	236,60
X30	1,00	no carga	-									
X31	0,80	3 765,28	18,64	10,53	39 650,49	417 541,29	0,59	0,59	1,18	2,77	2,05	4,82
X31.a	1,00	no carga	-									
X32	1,37	17 885,81	18,64	10,53	188 347,28	1 983 399,40	2,81	2,79	5,60	13,16	9,76	22,92
X33	1,37	17 885,81	18,64	10,53	188 347,28	1 983 399,40	2,81	2,79	5,60	13,16	9,76	22,92
X34	0,79	3 682,85	18,64	10,53	38 782,37	408 399,44	0,58	0,57	1,15	2,71	2,01	4,72

499696,1981

7706783,225 78,42677364

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. Distribución de fuerzas y momentos por muro del segundo nivel, sentido Y

SEGUNDO NIVEL		SENTIDO Y-Y	
CORTE = 2V =	71,22 ton	e'x =	-0,012 m
e-x = e'-x + e-min.x =	0,930 m	e min.x =	0,94 m
(Mt) MOMENTO DE TORSION = ex * V =	33,12 ton-m	V =	35,61 ton
MOMENTO DE VOLTEO	790,66 ton-m		
X-cr =	4,44 m	d-y = Y - Ycr	

MURO ID.	longitud (L)	Rigidez	distancia X al eje y	d-x	R * d-x	R * d-x ²	ton		TON-M		M ti Ft * Himuro	M dis. Mvi + Mti
							Fv (R/ΣR)(2V)	Ft (Rd/ΣRd ³)*Mt	F Fv + Ft	M vi (R/ΣR)*(Mv)		
Y19	4,94	no carga	-									
Y20	7,05	no carga	-									
Y21	0,45	698,03	1,00	3,44	2 399,98	8 251,66	0,15	0,03	0,18	1,65	0,11	1,76
Y22	1,55	25 175,87	1,00	3,44	86 560,20	297 613,13	5,38	1,14	6,51	59,68	3,97	63,66
Y23	0,73	2 921,55	1,00	3,44	10 044,92	34 536,67	0,62	0,13	0,76	6,93	0,46	7,39
Y24	0,92	5 741,29	1,00	3,44	19 739,82	67 869,88	1,23	0,26	1,48	13,61	0,91	14,52
Y25	0,79	3 682,85	1,00	3,44	12 662,44	43 536,26	0,79	0,17	0,95	8,73	0,58	9,31
Y26	1,53	24 293,71	1,00	3,44	83 527,15	287 184,85	5,19	1,10	6,28	57,59	3,84	61,43
Y27	0,98	6 893,69	1,00	3,44	23 702,04	81 492,84	1,47	0,31	1,78	16,34	1,09	17,43
Y28	3,29	166 096,82	3,84	0,60	100 027,05	60 238,43	35,47	1,31	36,78	393,75	4,59	398,34
Y29	0,90	5 386,35	6,87	2,43	13 103,80	31 878,64	1,15	0,17	1,32	12,77	0,60	13,37
Y30	2,35	75 213,98	6,87	2,43	182 978,96	445 147,30	16,06	2,40	18,46	178,30	8,40	186,70
Y31	0,75	3 162,76	12,62	8,18	25 883,34	211 823,56	0,68	0,34	1,01	7,50	1,19	8,69
Y32	0,90	5 386,35	12,62	8,18	44 080,70	360 746,68	1,15	0,58	1,73	12,77	2,02	14,79
Y33	0,80	3 820,90	12,62	8,18	31 269,36	255 901,55	0,82	0,41	1,23	9,06	1,44	10,49
Y34	0,85	4 560,85	12,62	8,18	37 325,02	305 459,70	0,97	0,49	1,46	10,81	1,71	12,53
Y35	0,40	491,51	12,62	8,18	4 022,42	32 918,62	0,10	0,05	0,16	1,17	0,18	1,35

333526.4988

2524599.786 71.22107373 8.8855

Fuente: elaboración propia.

- **Recomendaciones para el diseño de mampostería reforzada confinada**

De acuerdo a la norma NR9 de AGIES, se dan las siguientes recomendaciones para el diseño de mampostería reforzada:

- El espesor mínimo para muros estructurales es de 14 cm. Las soleras y las columnas tendrán el mismo espesor del muro y la otra dimensión no será menor de 14 cm.
- Para muros con una relación de altura-espesor mayor a 25, se deberá proveer de elementos rigidizantes que eviten el pandeo.
- Las paredes que cargan tendrán un espesor mínimo de 14 cms., las que no cargan de 11 cms.
- La separación máxima entre soleras será de 2,50 m. al igual que la separación horizontal máxima entre columnas.
- Para muros aislados sin apoyos transversales se deberán diseñar elementos verticales a no más de 3 m. de separación, a fin de resistir las sollicitaciones horizontales.
- Debe colocarse un elemento de rigidez en:
 - ✓ La intersección de muros
 - ✓ En ambos extremos de un muro aislado
 - ✓ En bordes libres de todo muro exterior
 - ✓ Alrededor de vacíos para puertas y ventanas

- ✓ Todo elemento de rigidez que sea de concreto llevará estribos cerrados No. 2, colocándose como mínimo 5 de ellos a 10 cms. de separación y luego a 20 cms. Hasta completar la mitad de la luz del miembro

- Las barras de refuerzo deben ser No. 3 el diámetro mínimo y el máximo No. 11. Para estribos, el diámetro mínimo debe ser varilla No. 2.

- El refuerzo mínimo de las paredes bajo esfuerzo deberá ser al menos de 0,002 veces la sección del muro, distribuido de la siguiente manera: $0,0013 \cdot b \cdot t$ en el sentido horizontal y $0,0007 \cdot b \cdot t$ en el sentido vertical.

- El refuerzo mínimo por flexión no deberá ser menor que $80/f_y$, excepto que el refuerzo colocado en cualquier sección, sea por lo menos 1/3 mayor que el requerido por el análisis.

- **Conceptos de diseño estructural de la mampostería reforzada**

Para el análisis y diseño de sistemas estructurales de mampostería reforzada ha sido tradicional el uso del método elástico o también llamado método de esfuerzos de trabajo. Este método es comparable al que se utiliza para el diseño de sistemas estructurales de concreto reforzado; la mampostería resiste la fuerza de compresión y el acero de refuerzo resiste las fuerzas de tensión.

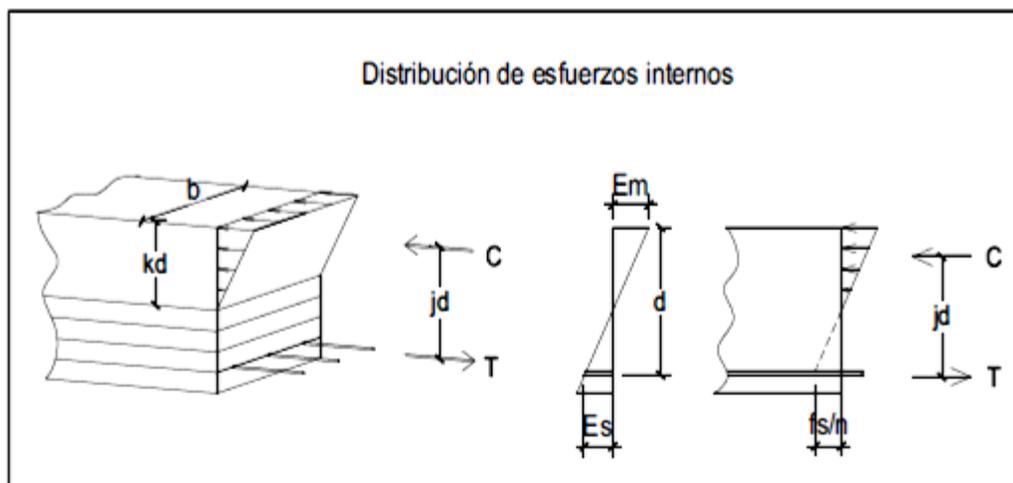
El método de esfuerzos de trabajo está basado en que los esfuerzos se encuentran en el rango elástico de los materiales, y en los principios siguientes:

- ✓ Una sección plana antes de la flexión, permanece plana después de ella.
- ✓ Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y éstos a su vez, son proporcionales a la distancia al eje neutro.
- ✓ El módulo de elasticidad es constante a través del miembro.
- ✓ La mampostería no tomará tensión.
- ✓ La luz de un miembro es mucho más grande comparado a su peralte.
- ✓ Los elementos de la mampostería forman un miembro homogéneo e isotrópico.
- ✓ Los momentos exteriores e interiores están en equilibrio.
- ✓ Los miembros son rectos y de sección uniforme.

- **Flexión**

La distribución de los esfuerzos de tensión y compresión dentro de un elemento de mampostería sometida a flexión se da de la siguiente manera:

Figura 12. **Distribución de esfuerzos internos**



Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

$$\frac{\varepsilon_s}{d - kd} = \frac{\varepsilon_m}{kd} \rightarrow \frac{\varepsilon_s}{1 - k} = \frac{\varepsilon_m}{k}$$

Los esfuerzos permisibles por flexión se determinan de la siguiente manera:

Con supervisión	$F_b = 0,33f'm$
Sin supervisión	$F_b = (0,5)0,33f'm$

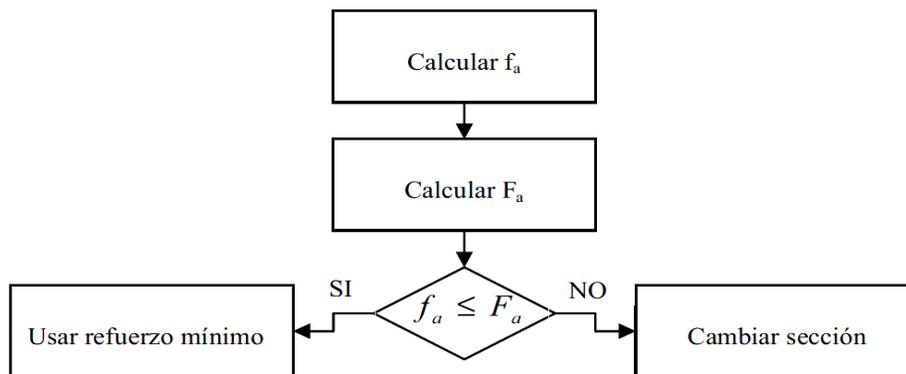
- **Compresión**

Los esfuerzos a compresión axial permisibles (F_a) para la mampostería pueden ser evaluados de la siguiente manera:

$$F_a = 0,2f'm \left[1 - \left(\frac{H}{40t} \right)^3 \right]$$

Considerando el medio en el cual se desenvuelve la industria de la construcción, se considera una supervisión media por lo que afectaremos el esfuerzo permisible a flexión por un factor de seguridad de 2.

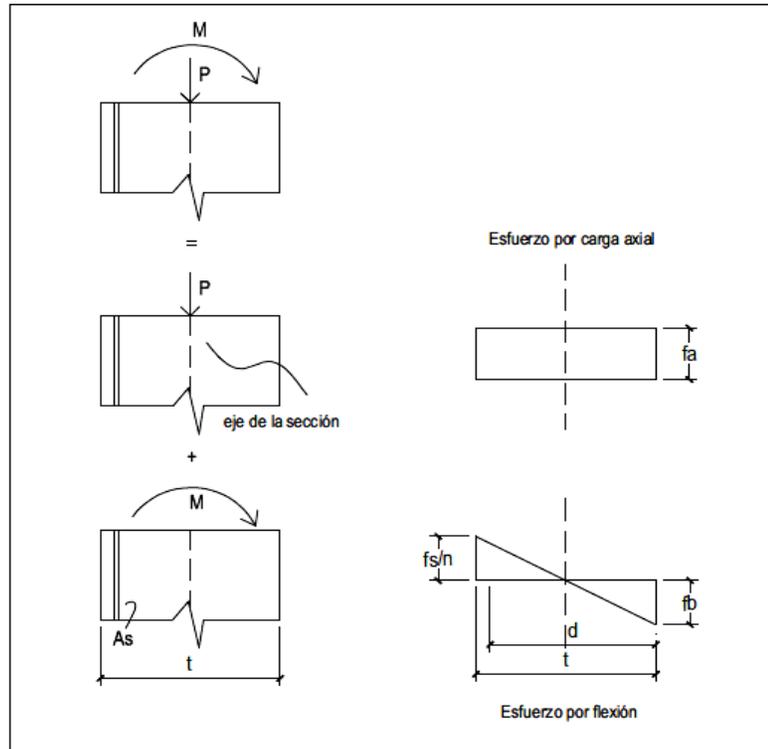
Figura 13. **Diagrama de flujo para el diseño de muros a compresión**



Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

- **Flexo-Compresión**

Figura 14. **Esquema de flexo-compresión de un muro**



Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

Algunos elementos de mampostería son sometidos a cargas tanto verticales como horizontales a la vez. Esta interacción de esfuerzos debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

Donde:

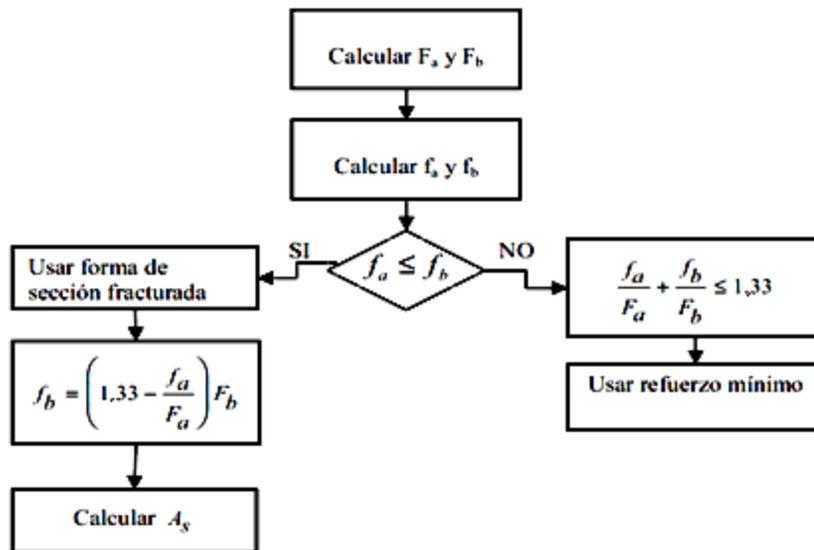
$$f_a = \frac{P}{bt}$$

P es la carga total aplicada y bt la sección sólida del muro.

En el caso de acción de cargas temporales debidas a fuerzas de sismo o viento los esfuerzos podrán incrementarse en un 33%.

Se presenta un diagrama de flujo del proceso para el diseño a flexo-compresión.

Figura 15. Diseño a flexo-compresión de un muro



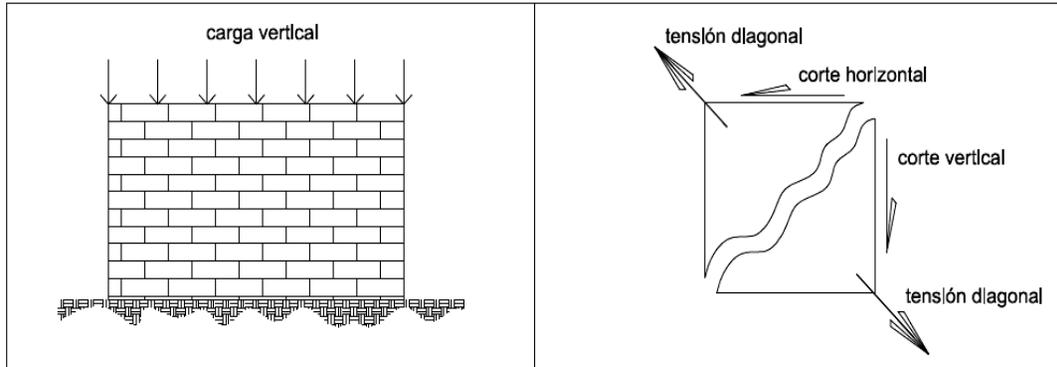
Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

- **Corte**

El esfuerzo de corte unitario, al cual están sometidos los elementos estructurales viene dado por la fórmula $f_v = v = \frac{\text{corte}}{\text{área}}$, para los elementos en flexión, y no debe excederse del esfuerzo de corte permisible en la mampostería, de lo contrario se hace necesario reforzar por corte.

El acero de refuerzo por corte cumple la función de resistir el esfuerzo de tensión diagonal, que se desarrolla en el muro o miembro.

Figura 16. Muro típico bajo esfuerzos de tensión diagonal (CORTE)



Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

El espaciamiento del refuerzo por corte se calcula en función del esfuerzo unitario (f_v) de la siguiente manera:

$$S = \frac{f_v A_v}{f_v b}$$

El primer estribo del refuerzo S debe colocarse a $d/4$ y la separación máxima debe ser de $d/2$.

Para determinar los esfuerzos permisibles de corte se usará la ecuación siguiente:

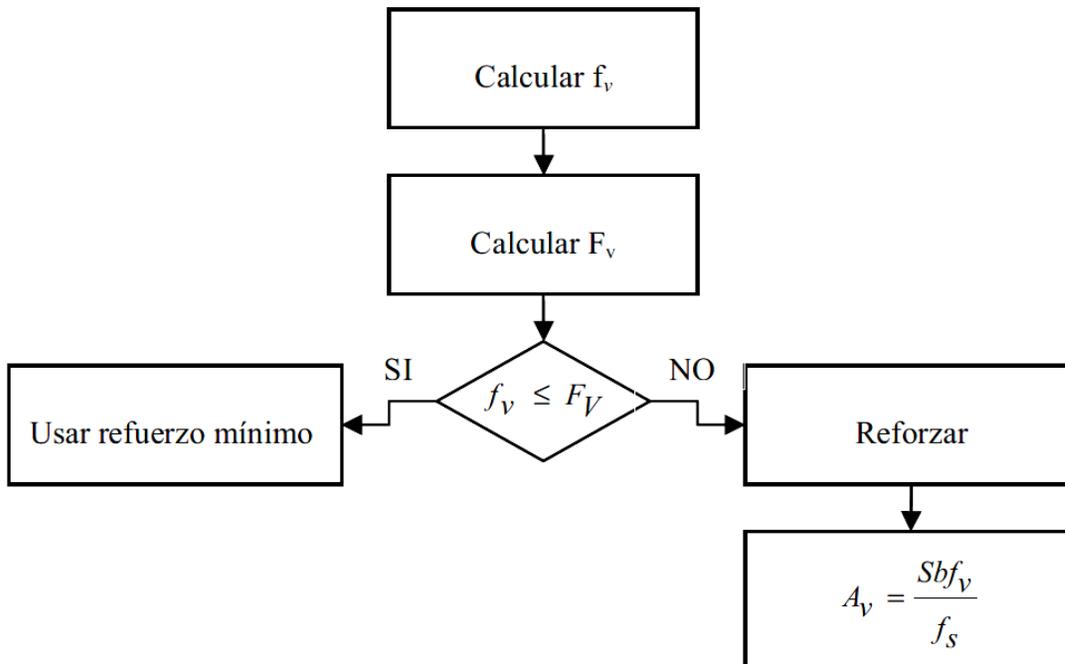
$$F_v = \frac{0,7\mu}{1 - 0,9f(h/L)}$$

Los muros de mampostería reforzada que deberán resistir fuerzas horizontales de sismo, se diseñan para resistir dos veces la fuerza de corte que actúa en ellas. (UBC-1973).

Para los valores de μ y f deben afectarse por un factor de seguridad (puede de ser de 2) en caso de que la supervisión sea deficiente.

Se presenta un diagrama de flujo del proceso para el diseño a corte.

Figura 17. **Diagrama de flujo para el diseño a corte de un muro**

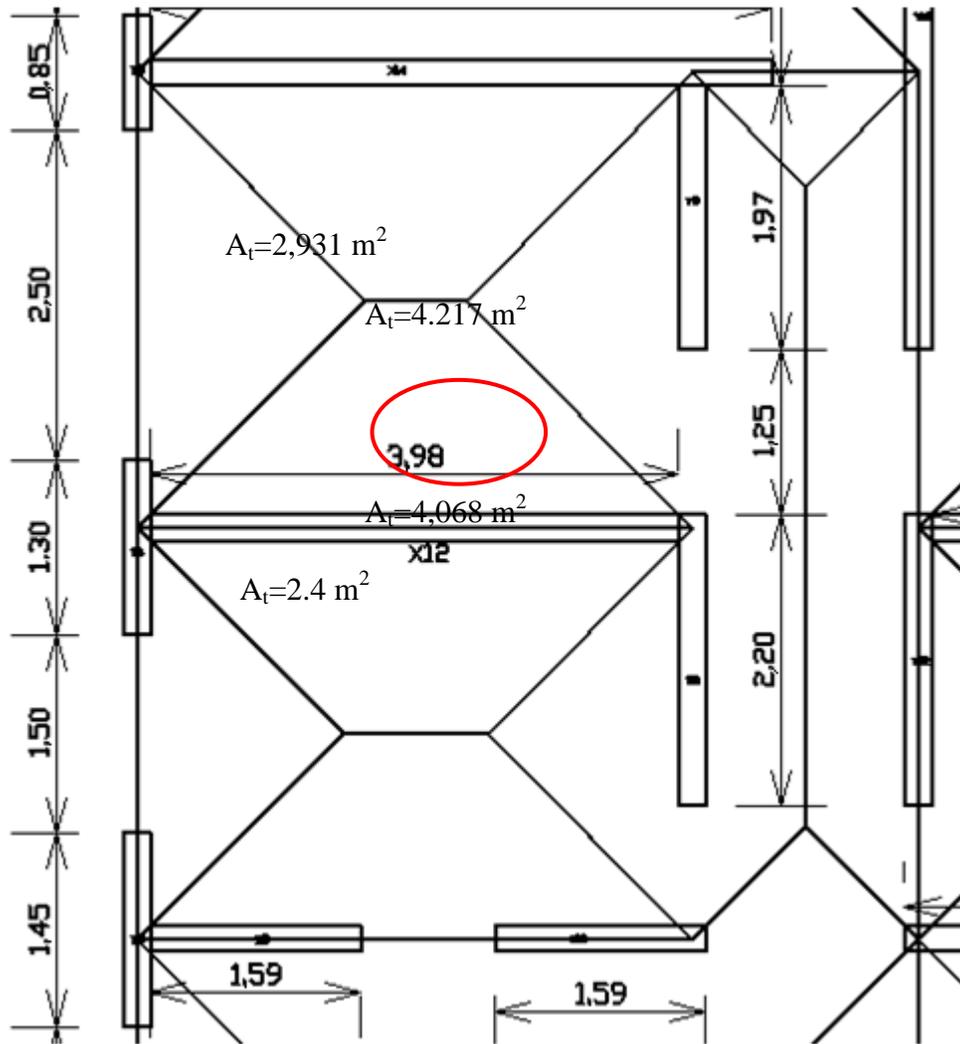


Fuente: Juárez López, Carmen Angélica, Tesis de graduación, Ing. Civil, 2008.

- **Diseño del muro X12 del primer nivel**

- **Área tributaria**

Figura 18. **Áreas tributarias de muro tipo**



Fuente: elaboración propia.

$$A_t = 4,217 + 4,068 = 8,285 \text{ m}^2$$

En el siguiente cuadro se presenta la integración de cargas para el cálculo de este muro:

Tabla XXIX. Integración de cargas de muro X-12

	Muro	A.T. (m ²)	L-muro (m)	Wcv (Kg/m)			Wcm (Kg/m)			Wcu = 1.7 Wcv +1.4 Wcm	Kg/cm
				techo	ambiente	total	losa-techo	pared	total		
1er nivel	X12	8,29	3,98	260,17	1 726,94	1 987,11	824,34	2 562,00	3 386,34	81,19	

Fuente: elaboración propia.

- **Cálculo del esfuerzo actuante a compresión (fa)**

$$f_a = \frac{W_u}{bt} = \frac{81,19 \frac{kg}{cm} * 100cm}{100cm * 20cm} = 4,0594 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Cálculo de los esfuerzos permisibles**

- ✓ **A Flexión**

$$F_b = 0,33f'm$$

$$F_b = 0,33 * \left(70 \frac{kg}{cm^2}\right) = 23,1 \frac{kg}{cm^2}$$

- ✓ **A Compresión**

$$F_a = 0,2f'm \left[1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right]$$

$$F_a = 0,2 \left(70 \frac{kg}{cm^2}\right) \left[1 - \left(\frac{350cm}{40(20cm)}\right)^3\right] = 12,828 \frac{kg}{cm^2}$$

✓ **A corte**

$$F_v = \frac{0,7\mu}{1 - 0,9f(h/L)}$$

$$F_v = \frac{0,7(0,345 \frac{kg}{cm^2})}{1 - 0,9(0,248) * (350cm/398cm)} = 0,3 \frac{kg}{cm^2}$$

○ **Diseño a compresión**

$$f_a < F_a$$

$$4,059 \frac{kg}{cm^2} < 12,828 \frac{kg}{cm^2} \quad , \text{ entonces usaremos el refuerzo mínimo.}$$

○ **Diseño a Flexo-compresión**

$$f_a < f_b$$

$4,059 \frac{kg}{cm^2} < 23,1 \frac{kg}{cm^2}$, la flexión es dominante, por lo que al producirse dicha flexión, la sección se agrietara, por lo que se hace necesario utilizar las ecuaciones para sección fracturada.

$$f'_b = \left(1,33 - \frac{f_a}{F_a}\right) F_b \qquad n = \frac{E_s}{E_m} \qquad \frac{1,33f_s}{n}$$

$$f'_b = \left(1,33 - \frac{4,06}{12,83}\right) 23,1$$

$$n = \frac{2,04 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{52\,500 \frac{kg}{cm^2}}$$

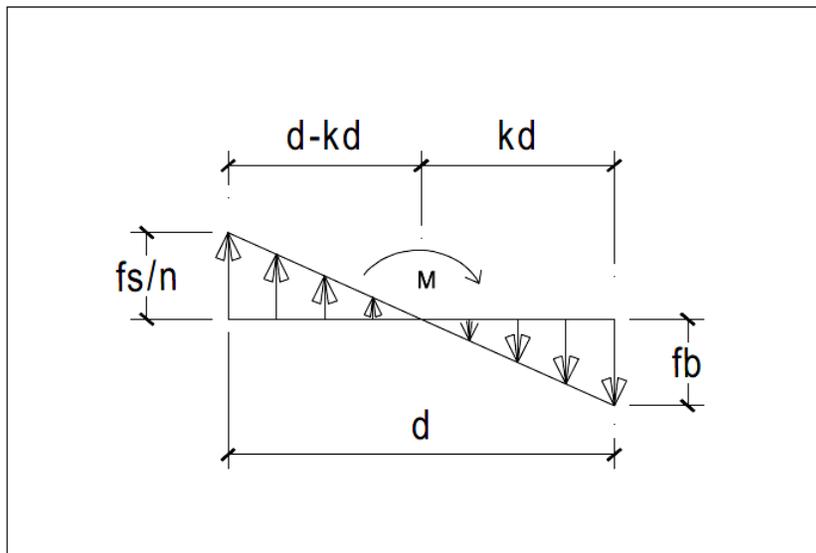
$$\frac{1,33 * \left(1\ 124 \frac{kg}{cm^2} \right)}{38,86}$$

$$f'_b = 23,41$$

$$n = 38,86$$

$$38,47$$

Figura 19. Diagrama de corte para diseño a flexo-compresión



Fuente: elaboración propia.

Entonces:

$$\frac{1,33(f_s/n)}{d - kd} = \frac{f'_b}{kd} \rightarrow k = \frac{f'_b}{1,33((f_s/n) + f'_b)}$$

$$k = \frac{f'_b}{1,33((f_s/n) + f'_b)} = \frac{23,41}{38,47 + 23,41} = 0,38 \rightarrow$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0,38}{3} = 0,87$$

$$A_{S_{requerido}} = \frac{M}{(1,33f_s)jd} = \frac{12\,098\,913,18 \text{ [kg} - \text{cm]}}{\left(1,33 * 1\,124 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right]\right) * 0,87377 * 398[\text{cm}]}$$

$$= 23,27 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el área de acero requerido se colocarán dos columnas en los extremos, con 6 No. 5 y en el centro otra columna con 2 No. 3.

○ **Diseño a corte**

$$f_v = F_v$$

$$3,19 = 0,3$$

$$A_v = \frac{sbf_v}{1,33f_s} = \frac{s * 20 * 3,19}{1,33 * 1\,124 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,0427s$$

Se colocarán 3 soleras, y se tomará el valor de la luz promedio entre ellas, la cual es 155 cms. Debe tenerse en cuenta que lo anterior es con fines de cálculo, pero la solera intermedia quedará a la altura del dintel.

$$A_v = 0,0427(155\text{cm}) = 6,62 \text{ cm}^2$$

El área de acero anterior se cubrirá con tres soleras de 4 No. 3 + est. No. 2 @0,15 m. La sección será de 0,20 X 0,20 m para las soleras intermedias y de 0,20 X 0,30 m para la solera de remate, al igual que la de las columnas.

- **Cargas vivas y muertas para cada muro**

Tabla XXX. Integración de cargas por muro del primer nivel

Muro	A.T. (m ²)	L-muro (m)	Wcv (Kg/m)	ambiente	total	Wcm (Kg/m)	pared	total	Wcu = 1.7 Wcv + 1.4 Wcm		
			techo			losa-techo				Kg/cm	
Primer nivel	X1	2,01	0,25	1 012,94	6 723,77	7 736,72	3 209,52	2 562,00	5 771,52	212,33	Kg/cm
	X2	4,31	0,38	1 418,85	9 418,14	10 837,00	4 495,64	2 562,00	7 057,64	283,04	Kg/cm
	X3	2,30	0,45	639,90	4 247,55	4 887,45	2 027,52	2 562,00	4 589,52	147,34	Kg/cm
	X4	10,52	2,09	628,79	4 173,80	4 802,59	1 992,32	2 562,00	4 554,32	145,40	Kg/cm
	X5	10,81	2,09	646,37	4 290,50	4 936,87	2 048,02	2 562,00	4 610,02	148,47	Kg/cm
	X6	7,27	0,95	955,90	6 345,13	7 301,03	3 028,77	2 562,00	5 590,77	202,39	Kg/cm
	X7	7,27	1,55	585,87	3 888,95	4 474,82	1 856,35	2 562,00	4 418,35	137,93	Kg/cm
	X8	7,27	0,95	955,90	6 345,13	7 301,03	3 028,77	2 562,00	5 590,77	202,39	Kg/cm
	X9	12,57	1,59	988,29	6 560,10	7 548,39	3 131,39	2 562,00	5 693,39	208,03	Kg/cm
	X10	12,57	1,59	988,29	6 560,10	7 548,39	3 131,39	2 562,00	5 693,39	208,03	Kg/cm
	X11	13,74	5,75	298,65	1 982,38	2 281,03	946,27	2 562,00	3 508,27	87,89	Kg/cm
	X12	8,29	3,98	260,17	1 726,94	1 987,11	824,34	2 562,00	3 386,34	81,19	Kg/cm
	X13	14,78	5,55	332,85	2 209,43	2 542,28	1 054,64	2 562,00	3 616,64	93,85	Kg/cm
	X14	12,06	4,67	322,67	2 141,86	2 464,53	1 022,39	2 562,00	3 584,39	92,08	Kg/cm
	X15	7,12	0,70	1 271,40	8 439,40	9 710,81	4 028,45	2 562,00	6 590,45	257,35	Kg/cm
	X16	7,12	0,85	1 047,04	6 950,10	7 997,13	3 317,55	2 562,00	5 879,55	218,26	Kg/cm
	X17	15,39	1,85	1 039,56	6 900,48	7 940,04	3 293,86	2 562,00	5 855,86	216,96	Kg/cm
	X18	8,27	0,82	1 260,01	8 363,78	9 623,80	3 992,36	2 562,00	6 554,36	255,37	Kg/cm
X19	8,27	0,60	1 722,02	11 430,51	13 152,52	5 456,22	2 562,00	8 018,22	335,85	Kg/cm	
Y1	2,94	0,45	815,98	5 416,37	6 232,35	2 585,44	2 562,00	5 147,44	178,01	Kg/cm	
Y2	9,70	3,00	404,02	2 681,82	3 085,84	1 280,14	2 562,00	3 842,14	106,25	Kg/cm	
Y3	9,16	1,45	789,53	5 240,78	6 030,31	2 501,63	2 562,00	5 063,63	173,41	Kg/cm	
Y4	5,33	1,30	512,51	3 402,00	3 914,51	1 623,90	2 562,00	4 185,90	125,15	Kg/cm	
Y5	5,86	0,85	861,92	5 721,31	6 583,23	2 731,00	2 562,00	5 293,00	186,02	Kg/cm	
Y6	2,93	0,40	915,79	6 078,89	6 994,68	2 901,69	2 562,00	5 463,69	195,40	Kg/cm	
Y7	5,93	3,30	224,66	1 491,27	1 715,93	711,84	2 562,00	3 273,84	75,00	Kg/cm	
Y8	7,21	2,20	409,65	2 719,20	3 128,85	1 297,98	2 562,00	3 859,98	107,23	Kg/cm	
Y9	7,74	1,97	491,17	3 260,29	3 751,45	1 556,26	2 562,00	4 118,26	121,43	Kg/cm	
Y10	2,99	0,90	415,77	2 759,80	3 175,57	1 317,36	2 562,00	3 879,36	108,30	Kg/cm	
Y11	2,99	1,10	340,17	2 258,02	2 598,19	1 077,84	2 562,00	3 639,84	95,13	Kg/cm	
Y12	7,21	2,20	409,48	2 718,07	3 127,55	1 297,44	2 562,00	3 859,44	107,20	Kg/cm	
Y13	19,17	5,40	443,56	2 944,31	3 387,88	1 405,43	2 562,00	3 967,43	113,14	Kg/cm	
Y14	5,91	0,55	1 343,65	8 918,95	10 262,60	4 257,36	2 562,00	6 819,36	269,94	Kg/cm	
Y15	3,52	1,40	313,88	2 083,48	2 397,36	994,53	2 562,00	3 556,53	90,55	Kg/cm	
Y16	13,82	1,30	1 328,63	8 819,29	10 147,92	4 209,78	2 562,00	6 771,78	267,32	Kg/cm	
Y17	11,42	0,85	1 679,58	11 148,85	12 828,43	5 321,77	2 562,00	7 883,77	328,46	Kg/cm	
Y18	11,42	0,40	3 569,12	23 691,30	27 260,42	11 308,77	2 562,00	13 870,77	657,62	Kg/cm	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. Integración de cargas por muro del segundo nivel

Muro	A.T. (m ²)	L-muro (m)	Wcv (Kg/m)	total	Wcm (Kg/m)	pared	total	Wcu = 1.7 Wcv +1.4 Wcm		(no carga)
			techo		losa- techo			Kg/cm	Kg/cm	
X20	14,50	0,24	7 551,92	7 551,92	1 549,90	1 281,00	2 830,90	168,02	Kg/cm	(no carga)
X20.a	-	1,00	-	-	-	-	-	-	Kg/cm	(no carga)
X21	8,40	0,38	2 763,04	2 763,04	567,07	1 281,00	1 848,07	72,84	Kg/cm	
X22	14,50	0,45	4 027,69	4 027,69	826,61	1 281,00	2 107,61	97,98	Kg/cm	
X23	-	2,09	-	-	-	-	-	-	Kg/cm	
X24	-	2,09	-	-	-	-	-	-	Kg/cm	
X25	-	1,00	-	-	-	-	-	-	Kg/cm	
X26	42,17	0,95	5 547,40	5 547,40	1 138,51	1 281,00	2 419,51	128,18	Kg/cm	
X27	33,77	1,55	2 722,63	2 722,63	558,77	1 281,00	1 839,77	72,04	Kg/cm	
X28	33,77	0,75	5 626,77	5 626,77	1 154,80	1 281,00	2 435,80	129,76	Kg/cm	(no carga)
X29	-	4,45	-	-	-	-	-	-	Kg/cm	
X30	-	1,00	-	-	-	-	-	-	Kg/cm	
X31	33,77	0,80	5 301,60	5 301,60	1 088,06	1 281,00	2 369,06	123,29	Kg/cm	
X31.a	-	1,00	-	-	-	-	-	-	Kg/cm	
X32	33,77	1,37	3 080,35	3 080,35	632,19	1 281,00	1 913,19	79,15	Kg/cm	
X33	33,77	1,37	3 080,35	3 080,35	632,19	1 281,00	1 913,19	79,15	Kg/cm	
X34	33,77	0,79	5 341,87	5 341,87	1 096,33	1 281,00	2 377,33	124,09	Kg/cm	
Y19	-	4,94	-	-	-	1 281,00	-	-	Kg/cm	
Y20	-	7,05	-	-	-	1 281,00	-	-	Kg/cm	
Y21	6,10	0,45	1 694,45	1 694,45	347,76	1 281,00	1 628,76	51,61	Kg/cm	
Y22	6,10	1,55	491,94	491,94	100,96	1 281,00	1 381,96	27,71	Kg/cm	
Y23	45,82	0,73	7 844,81	7 844,81	1 610,01	1 281,00	2 891,01	173,84	Kg/cm	
Y24	45,82	0,92	6 224,68	6 224,68	1 277,51	1 281,00	2 558,51	141,64	Kg/cm	
Y25	45,82	0,79	7 249,00	7 249,00	1 487,73	1 281,00	2 768,73	162,00	Kg/cm	
Y26	45,82	1,53	3 742,95	3 742,95	768,18	1 281,00	2 049,18	92,32	Kg/cm	
Y27	45,82	0,98	5 843,58	5 843,58	1 199,29	1 281,00	2 480,29	134,06	Kg/cm	
Y28	-	3,29	-	-	-	1 281,00	-	-	Kg/cm	
Y29	6,10	0,90	847,23	847,23	173,88	1 281,00	1 454,88	34,77	Kg/cm	
Y30	6,10	2,35	324,47	324,47	66,59	1 281,00	1 347,59	24,38	Kg/cm	
Y31	45,82	0,75	7 635,61	7 635,61	1 567,08	1 281,00	2 848,08	169,68	Kg/cm	
Y32	45,82	0,90	6 363,01	6 363,01	1 305,90	1 281,00	2 586,90	144,39	Kg/cm	
Y33	45,82	0,80	7 158,39	7 158,39	1 469,14	1 281,00	2 750,14	160,19	Kg/cm	
Y34	45,82	0,85	6 737,30	6 737,30	1 382,72	1 281,00	2 663,72	151,83	Kg/cm	
Y35	45,82	0,40	14 316,77	14 316,77	2 938,27	1 281,00	4 219,27	302,45	Kg/cm	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. Cálculo de área de acero para muros del primer nivel

Muro	L	h/L	F [ton]	v = fv	Mv	I = (bt ³)/12	fb = Mv/I	Wcu (Kg/cm)	fa (Kg/cm ²)	Fv	Fv < Fv	fa < Fa	Ref. min.	fa < fb	fb'	k	j	As req	Dpsf: diseño para sección fracturada		
																			b = L	.0007bt	kg/cm ²
esfuerzo flexionante por momento de volteo																					
EFFECTOS EN NIVEL_1																					
t =	0,20	m =	20,00	cm	Ton-m	m ³	Ton/m ²														
X1	0,25	14,11	0,04	0,08	0,17	0,00	167,04	212,33	10,62	(0,11)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	0,35	Dpsf	11,61	0,23	0,92	0,50			
X2	0,38	9,21	0,13	0,18	0,60	0,00	250,93	283,04	14,15	(0,23)	REFORZAR	REFORZAR	0,53	Dpsf	5,24	0,12	0,96	1,11			
X3	0,45	7,78	0,22	0,25	0,99	0,00	293,12	147,34	7,37	(0,33)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	0,63	Dpsf	17,46	0,31	0,90	1,64			
X4	2,09	1,67	10,31	2,47	47,07	0,07	646,56	145,40	7,27	0,39	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,93	Dpsf	17,63	0,31	0,90	16,83			
X5	2,09	1,67	10,31	2,47	47,07	0,07	646,56	148,47	7,42	0,39	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,93	Dpsf	17,36	0,31	0,90	16,81			
X6	0,95	3,68	1,58	0,83	7,28	0,02	484,14	202,39	10,12	1,36	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,33	Dpsf	12,50	0,25	0,92	5,58			
X7	1,55	2,26	5,28	1,70	24,31	0,04	607,23	137,93	6,90	0,49	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,17	Dpsf	18,30	0,32	0,89	11,76			
X8	0,95	3,68	1,58	0,83	7,28	0,02	484,14	202,39	10,12	1,36	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,33	Dpsf	12,50	0,25	0,92	5,58			
X9	1,59	2,20	5,04	1,58	23,82	0,04	565,28	208,03	10,40	0,47	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,23	Dpsf	11,99	0,24	0,92	10,88			
X10	1,59	2,20	5,04	1,58	23,82	0,04	565,28	208,03	10,40	0,47	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,23	Dpsf	11,99	0,24	0,92	10,88			
X11	5,75	0,61	42,42	3,69	200,49	0,55	363,85	87,89	4,39	0,28	REFORZAR	OK refuerzo mín.	8,05	Dpsf	22,81	0,37	0,88	26,63			
X12	3,98	0,88	25,38	3,19	120,99	0,26	458,28	81,19	4,06	0,30	REFORZAR	OK refuerzo mín.	5,57	Dpsf	23,41	0,38	0,87	23,27			
X13	5,55	0,63	39,30	3,54	187,37	0,51	364,97	93,85	4,69	0,28	REFORZAR	OK refuerzo mín.	7,77	Dpsf	22,27	0,37	0,88	25,73			
X14	4,67	0,75	34,80	3,73	161,80	0,36	445,13	92,08	4,60	0,29	REFORZAR	OK refuerzo mín.	6,54	Dpsf	22,43	0,37	0,88	26,42			
X15	0,70	5,00	0,73	0,52	3,30	0,01	404,37	257,35	12,87	(2,08)	REFORZAR	REFORZAR	0,98	Dpsf	7,55	0,16	0,95	3,34			
X16	0,85	4,12	1,24	0,73	5,63	0,01	467,26	218,26	10,91	2,98	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,19	Dpsf	11,07	0,22	0,93	4,78			
X17	1,85	1,89	8,16	2,21	37,14	0,06	651,15	216,96	10,85	0,42	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,59	Dpsf	11,19	0,23	0,92	14,52			
X18	0,82	4,27	1,12	0,68	5,10	0,01	455,52	255,37	12,77	5,10	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,15	Dpsf	7,73	0,17	0,94	4,41			
X19	0,60	5,83	0,47	0,39	2,14	0,01	356,74	335,85	16,79	(0,80)	REFORZAR	REFORZAR	0,84	Dpsf	0,48	0,01	1,00	2,40			

Continuación Tabla XXXII

		esfuerzo flexionante por momento de volteo																
		b = 1,00 m	100,00 cm	Ton-		m ²		Ton/m ²										
		t = 0,20 m	20,00 cm	cm	Miv	I = (tL ²)/12	I _b = Mv/I	Wcu (Kg/cm)	f _a (kg/cm ²)	Fv	Fv < Fv	fa < Fa	Ref. min.	fa < f _a	fb'	k	j	As req
Muro	L	h/L	F [ton]	v= fv	Miv	I = (tL ²)/12	I _b = Mv/I	Wcu (Kg/cm)	f _a (kg/cm ²)	Fv	Fv < Fv	fa < Fa	Ref. min.	fa < f _a	fb'	k	j	As req
Y1	0,45	7,78	0,26	0,28	1,22	0,00	362,47	178,01	8,90	(0,33)	REFORZAR	OK refuerzo min.	0,63	Dpsf	14,69	0,28	0,91	2,00
Y2	3,00	1,17	24,87	4,14	118,74	0,15	791,60	106,25	5,31	0,33	REFORZAR	OK refuerzo min.	4,20	Dpsf	21,16	0,36	0,88	30,03
Y3	1,45	2,41	5,94	2,05	28,36	0,04	809,23	173,41	8,67	0,52	REFORZAR	OK refuerzo min.	2,03	Dpsf	15,11	0,28	0,91	14,44
Y4	1,30	2,69	4,59	1,76	21,90	0,03	777,35	125,15	6,26	0,61	REFORZAR	OK refuerzo min.	1,82	Dpsf	19,45	0,34	0,89	12,69
Y5	0,85	4,12	1,54	0,91	7,35	0,01	610,59	186,02	9,30	2,98	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo min.	1,19	Dpsf	13,97	0,27	0,91	6,35
Y6	0,40	8,75	0,18	0,23	0,87	0,00	325,43	195,40	9,77	(0,25)	REFORZAR	OK refuerzo min.	0,56	Dpsf	13,13	0,25	0,92	1,59
Y7	3,30	1,06	26,75	4,05	130,48	0,18	718,91	75,00	3,75	0,32	REFORZAR	OK refuerzo min.	4,62	Dpsf	23,97	0,38	0,87	30,33
Y8	2,20	1,59	12,79	2,91	63,09	0,08	782,07	107,23	5,36	0,37	REFORZAR	OK refuerzo min.	3,08	Dpsf	21,07	0,35	0,88	21,75
Y9	1,97	1,78	10,29	2,61	50,75	0,06	784,64	121,43	6,07	0,40	REFORZAR	OK refuerzo min.	2,76	Dpsf	19,79	0,34	0,89	19,44
Y10	0,90	3,89	1,66	0,92	8,11	0,01	600,84	108,30	5,41	1,83	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo min.	1,26	Dpsf	20,97	0,35	0,88	6,83
Y11	1,10	3,18	2,81	1,28	13,69	0,02	678,87	95,13	4,76	0,83	REFORZAR	OK refuerzo min.	1,54	Dpsf	22,16	0,37	0,88	9,48
Y12	2,20	1,59	13,33	3,03	64,97	0,08	805,41	107,20	5,36	0,37	REFORZAR	OK refuerzo min.	3,08	Dpsf	21,07	0,35	0,88	22,40
Y13	5,40	0,65	52,90	4,90	257,90	0,49	530,65	113,14	5,66	0,28	REFORZAR	OK refuerzo min.	7,56	Dpsf	20,54	0,35	0,88	36,14
Y14	0,55	6,36	0,49	0,45	2,31	0,01	458,06	269,94	13,50	(0,57)	REFORZAR	REFORZAR	0,77	Dpsf	6,42	0,14	0,95	2,95
Y15	1,40	2,50	5,90	2,11	27,64	0,03	846,17	90,55	4,53	0,55	REFORZAR	OK refuerzo min.	1,96	Dpsf	22,57	0,37	0,88	15,07
Y16	1,30	2,69	4,95	1,90	23,17	0,03	822,48	267,32	13,37	0,61	REFORZAR	REFORZAR	1,82	Dpsf	6,65	0,15	0,95	12,54
Y17	0,85	4,12	1,66	0,98	7,78	0,01	646,04	328,46	16,42	2,98	usar refuerzo mínimo	REFORZAR	1,19	Dpsf	1,15	0,03	0,99	6,18
Y18	0,40	8,75	0,20	0,25	0,92	0,00	344,32	657,62	32,88	(0,25)	REFORZAR	REFORZAR	0,56	Dpsf	(28,49)	(2,87)	1,96	0,78

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIII. Cálculo de área de acero para muros del segundo nivel

m		20,00 cm		Ton-		esfuerzo flexionante por momento de volteo													
t =	0,20	m	m	m	m	m ³	fb = Mv/l	Wcu	fa (kg/cm ²)	Fv	fv<Fv	fa < Fa	Ref. mín.	fa < fb	fb2	k	j	As req	
EFFECTOS EN NIVEL 2																			
Muro	L	h/L	F	fv = V	Mv	$\frac{l}{=(l^2)/12}$	fb = Mv/l	Wcu	fa (kg/cm ²)	Fv	fv<Fv	fa < Fa	Ref. mín.	fa < fb	fb2	k	j	As req	
X20	0,24	14,58	0,03	0,06	0,12	0,00	128,62	168,02	8,40	(0,11)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	0,34	Dpsf	15,59	0,29	0,90	0,38	
X20.a	1,00	3,50	-	-	-	0,02	-	-	-	1,10	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,40	ok	30,72	0,44	0,85	-	
X21	0,38	9,21	0,12	0,15	0,49	0,00	202,57	72,84	3,64	(0,23)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	0,53	Dpsf	24,16	0,39	0,87	0,98	
X22	0,45	7,78	0,19	0,21	0,81	0,00	239,04	97,98	4,90	(0,33)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	0,63	Dpsf	21,90	0,36	0,88	1,36	
X23	2,09	1,67	12,58	3,01	54,46	0,07	748,06	-	-	0,39	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,93	Dpsf	30,72	0,44	0,85	20,46	
X24	2,09	1,67	12,58	3,01	54,46	0,07	748,06	-	-	0,39	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,93	Dpsf	30,72	0,44	0,85	20,46	
X25	1,00	3,50	-	-	-	0,02	-	-	-	1,10	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,40	ok	30,72	0,44	0,85	-	
X26	0,95	3,68	1,28	0,68	5,67	0,02	376,93	128,18	6,41	1,36	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,33	Dpsf	19,18	0,33	0,89	4,49	
X27	1,55	2,26	5,13	1,66	22,65	0,04	565,75	72,04	3,60	0,49	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,17	Dpsf	24,24	0,39	0,87	11,22	
X28	0,75	4,67	0,64	0,43	2,85	0,01	303,56	129,76	6,49	(5,81)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	1,05	Dpsf	19,04	0,33	0,89	2,85	
X29	4,45	0,79	51,15	5,75	236,60	0,33	716,89	-	-	0,29	REFORZAR	OK refuerzo mín.	6,23	Dpsf	30,72	0,44	0,85	41,75	
X30	1,00	3,50	-	-	-	0,02	-	-	-	1,10	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,40	ok	30,72	0,44	0,85	-	
X31	0,80	4,40	1,18	0,74	4,82	0,01	456,87	123,29	6,16	12,99	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,11	Dpsf	19,62	0,34	0,89	4,57	
X31.a	1,00	3,50	-	-	-	0,02	-	-	-	1,10	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,40	Dpsf	30,72	0,44	0,85	-	
X32	1,37	2,55	5,60	2,04	22,92	0,03	732,64	79,15	3,96	0,56	REFORZAR	OK refuerzo mín.	1,92	Dpsf	23,60	0,38	0,87	12,82	
X33	1,37	2,55	5,60	2,04	22,92	0,03	732,64	79,15	3,96	0,56	REFORZAR	OK refuerzo mín.	1,92	Dpsf	23,60	0,38	0,87	12,82	
X34	0,79	4,43	1,15	0,73	4,72	0,01	453,68	124,09	6,20	21,68	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,11	Dpsf	19,55	0,34	0,89	4,50	

Fuente: elaboración propia.

Continuación Tabla XXXIII

		esfuerzo flexionante por momento de volteo																
b =	m	100,00	cm															
t =	m	20,00	cm															
Muro	L	h/L	F	fv = V	Mv	$\frac{l}{-(t^2)/12}$	$\frac{fb}{Mv/l}$	Wcu	fa (kg/cm ²)	Fv	fv < Fv	fa < Fa	Ref. min.	fa < fb	fb2	k	j	As req
Y19	4,94	0,71	-	-	-	0,41	-	-	-	0,29	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	6,92	ok	30,72	0,44	0,85	-
Y20	7,05	0,50	-	-	-	0,83	-	-	-	0,27	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	9,87	ok	30,72	0,44	0,85	-
Y21	0,45	7,78	0,18	0,20	1,76	0,00	522,95	51,61	2,58	(0,33)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	0,63	Dpsf	26,08	0,40	0,87	3,03
Y22	1,55	2,26	6,51	2,10	63,66	0,04	¹ 589,75	27,71	1,39	0,49	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,17	Dpsf	28,23	0,42	0,86	31,99
Y23	0,73	4,79	0,76	0,52	7,39	0,01	831,71	173,84	8,69	(3,44)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	1,02	Dpsf	15,07	0,28	0,91	7,47
Y24	0,92	3,80	1,48	0,81	14,52	0,01	¹ 029,06	141,64	7,08	1,60	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,29	Dpsf	17,97	0,32	0,89	11,81
Y25	0,79	4,43	0,95	0,60	9,31	0,01	895,23	162,00	8,10	21,68	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,11	Dpsf	16,14	0,30	0,90	8,75
Y26	1,53	2,29	6,28	2,05	61,43	0,04	¹ 574,41	92,32	4,62	0,49	REFORZAR	OK refuerzo mín.	2,14	Dpsf	22,41	0,37	0,88	30,62
Y27	0,98	3,57	1,78	0,91	17,43	0,02	¹ 088,95	134,06	6,70	1,19	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,37	Dpsf	18,65	0,33	0,89	13,35
Y28	3,29	1,06	36,78	5,59	398,34	0,18	² 208,08	-	-	0,32	REFORZAR	OK refuerzo mín.	4,61	Dpsf	30,72	0,44	0,85	95,08
Y29	0,90	3,89	1,32	0,73	13,37	0,01	990,41	34,77	1,74	1,83	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,26	Dpsf	27,59	0,42	0,86	11,55
Y30	2,35	1,49	18,46	3,93	186,70	0,09	² 028,46	24,38	1,22	0,36	REFORZAR	OK refuerzo mín.	3,29	Dpsf	28,53	0,43	0,86	61,95
Y31	0,75	4,67	1,01	0,68	8,69	0,01	926,51	169,68	8,48	(5,81)	REFORZAR	OK refuerzo mín.	1,05	Dpsf	15,45	0,29	0,90	8,57
Y32	0,90	3,89	1,73	0,96	14,79	0,01	¹ 095,76	144,39	7,22	1,83	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,26	Dpsf	17,72	0,32	0,89	12,29
Y33	0,80	4,38	1,23	0,77	10,49	0,01	983,77	160,19	8,01	10,28	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,12	Dpsf	16,30	0,30	0,90	9,74
Y34	0,85	4,12	1,46	0,86	12,53	0,01	¹ 040,20	151,83	7,59	2,98	usar refuerzo mínimo	OK refuerzo mín.	1,19	Dpsf	17,05	0,31	0,90	10,98
Y35	0,40	8,75	0,16	0,20	1,35	0,00	506,20	302,45	15,12	(0,25)	REFORZAR	REFORZAR	0,56	Dpsf	3,49	0,08	0,97	2,32

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Tabla resumen de armado de cada muro**

MUROS EN NIVEL 1			
Muro	ARMADO	Muro	ARMADO
X1	M-1	Y1	M-2
X2	M-1	Y2	3C-4
X3	M-2	Y3	3 C-2
X4	C3 + C4	Y4	2 C-2 + M-2
X5	C3 + C4	Y5	C-2 + M-2
X6	C-2 + M-2	Y6	M-2
X7	2 C-2 + M-2	Y7	3C-4
X8	C-2 + M-2	Y8	2 C-4
X9	2 C-2 + M-2	Y9	C-3 + C-4
X10	2 C-2 + M-2	Y10	C-2 + M-2
X11	2 C-4 + C-2	Y11	2 C-2 + M-2
X12	2 C-4	Y12	2 C-4
X13	2 C-4 + C-2	Y13	2C-3 + 2C-4
X14	2 C-4 + C-2	Y14	2 M-2
X15	C-2	Y15	3 C-2
X16	2 M-2	Y16	2 C-2 + M-2
X17	C-4 + 2M2	Y17	C-2 + M-2
X18	2 M-2	Y18	M-1
X19	M-2	VER Tabla EN PLANOS.	

MUROS EN NIVEL 2			
Muro	ARMADO	Muro	ARMADO
X20	M-1	Y19	M-1
X20.a	M-1	Y20	M-1
X21	M-1	Y21	2 M-2
X22	M-1	Y22	2 M-2
X23	2 C-4	Y23	C-2 + M-2
X24	2 C-4	Y24	2 C-2 + M-2
X25	M-1	Y25	C-3 + 2M-1
X26	2 M-2	Y26	3C-4
X27	2 C-2 + M-2	Y27	3 C-2
X28	2 M-2	Y28	2C-4 + C-2
X29	2 M-2	Y29	2 C-2 + M-2
X30	M-1	Y30	C-3 + M-2
X31	C-2	Y31	2 C-2 + M-2
X31.a	M-1	Y32	2 C-2 + M-2
X32	3 C-2	Y33	2 C-2 + M-2
X33	3 C-2	Y34	2 C-2 + M-2
X34	2 M-2	Y35	M-2

Fuente: elaboración propia.

2.1.5.3. Diseño de losa

- **Peralte**

$$d = t - rec - \frac{\phi}{2} \quad \text{donde: } d = \text{peralte de la losa}$$
$$d = 14 - 2 - 0,5 \quad t = \text{espesor de losa}$$
$$d = 11,72 \text{ cms.} \quad rec = \text{recubrimiento}$$
$$\phi = \text{diámetro de la varilla para diseñar}$$

- **Área de acero y espaciamiento mínimo**

$$As_{min} = 0,4 \left(\frac{14,1}{f_y} \right) bd \quad \text{donde: } As_{min} = \text{acero mínimo}$$
$$As_{min} = 0,4 \left(\frac{14,1}{2810} \right) (100) * (11,72) \quad f_y = \text{resistencia del acero } kg/(cm^3)$$
$$\quad b = \text{franja unitaria (100 cm)}$$
$$\quad d = \text{peralte}$$

$$As_{min} = 2,35 \text{ cm}^2$$

- **Propuesta de S mínimo**

$$S = \left(\frac{A_{varilla} * b}{A_{sx}} \right) \quad \text{donde: } A_{varilla} = \text{área de varilla propuesta}$$
$$S = \left(\frac{0,71 * cm^2 * 100 \text{ cm}}{2,35 cm^2} \right) \quad b = \text{franja unitaria (100 cm)}$$
$$\quad A_{sx} = \text{área requerida para el esp. a calcular.}$$

$$S = 30,18 \text{ cm}$$

Por lo anterior debe usarse varilla No. 3 @ 30 cms.

- **Espaciamiento máximo**

$$S_{max} = 3t$$

$$S_{max} = 3(14) \cong 42 \text{ cms.}$$

- **Cálculo de acero y espaciamento para cada momento actuante en las losas**

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_x * b}{0,003825 * f'c}} \right] * \left[\frac{0,85 f'c}{f_y} \right]$$

Donde:

A_s

= área de acero a usarse cm^2

b = franja unitaria cm

d = peralte cm

M_x = momento actuante $kg * m$

$f'c$ = 210 kg/cm^2

f_y = 2 810 kg/cm^2

b =	100 cms.
d =	11,72 cms.
Mx =	1 587,07 Kg-m
f'c =	210 kg/cm²
Fy =	2 810 kg/cm²

As =	5,56 cm²
-------------	----------------------------

Acerca del cálculo del espaciamento, se utilizarán los siguientes diámetros de varilla según lo requiera cada momento actuante:

$$S_{varilla \ 3/8"} = \frac{100 * 0,71 \text{ cm}^2}{A_s}$$

$$S_{varilla \ 1/2"} = \frac{100 * 1,27 \text{ cm}^2}{A_s}$$

$$S_{varilla \ 5/8"} = \frac{100 * 1,98 \text{ cm}^2}{A_s}$$

A continuación se presenta la tabla resumen del espaciamiento de las losas:

Tabla XXXV. Resumen de armado de cada losa

Espaciamiento (S) en cms.

No. Losa	ϕ	(-)		(+)	(+)
		b		a	b
1	1/2"	20	1/2"@0,2	5/8"@0,25	1/2"@0,25
	1/2"	20			
	3/8"	20			
2			1/2"@0,20	3/8"@0,25	mín.
3	1/2"	25	1/2"@0,25	1/2"@0,30	mín.
4	1/2"	30 mín. mín.	1/2"@0,25	3/8"@0,25	mín.
5	5/8"	25 mín.	5/8"@0,25	3/8"@0,25	mín.
6	1/2"	25	1/2"@0,25	1/2"@0,20	1/2"@0,30
	1/2"	30 mín. mín.			
7			1/2"@0,2	-	
8			1/2"@0,25	mín.	
9	3/8"	25 mín.	3/8"@0,25	mín.	

Fuente: elaboración propia.

- Acero por temperatura

Tabla XXXVI. Acero por temperatura

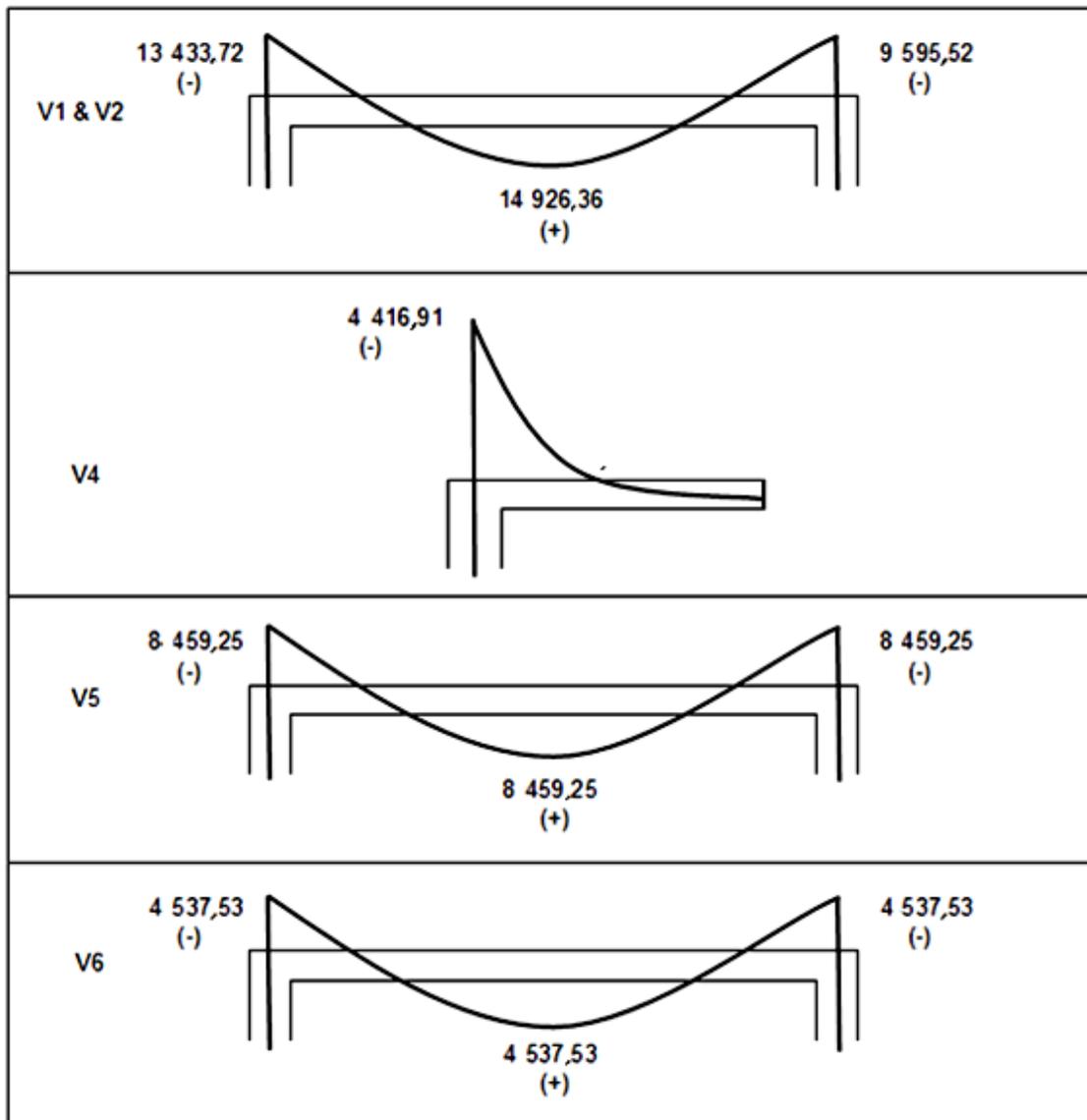
ACERO POR TEMPERATURA (lado largo, losa en un sentido)	
$A_{s_{temperatura}} = 0,002 bt$	
As-temp =	2,8 cm ² .
S-3/8" =	25,0 cms.

Fuente: elaboración propia.

2.1.5.4. Diseño de vigas

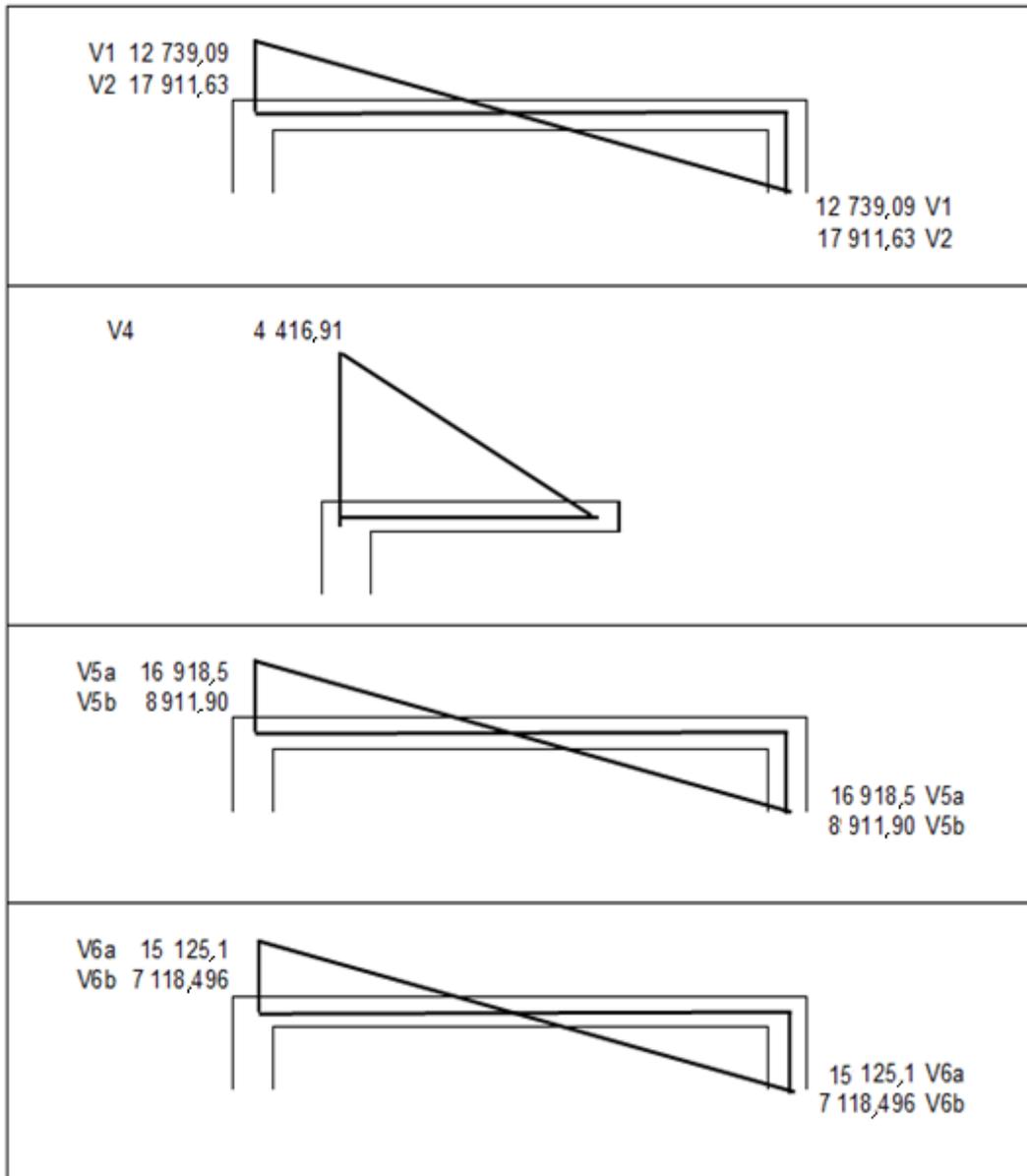
- Diagrama de momentos y de corte para diseño de vigas tipo

Figura 20. Diagrama de momentos para vigas



Fuente: elaboración propia.

Figura 21. Diagrama de corte para vigas



Fuente: elaboración propia.

Para efectos de ejemplo, diseñaremos la viga 2 (V-2), cuya sección es de 25 X 55 cms., y con peralte de 45 cms.

$$A_{S_{min}} = \rho_{min}bd = \frac{14,1}{2810}(20)(45) = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \phi \left(\frac{\beta * f'c}{f_y} * \frac{6090}{(f_y + 6090)} \right) = 0,85 \left(\frac{0,85 * 210}{2810} * \frac{6090}{(2810 + 6090)} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,036947$$

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = 0,50\rho_{bal}bd = 0,50 * 0,036947 * 20 * 45 = 16,63 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo del área de acero longitudinal, para los momentos dados en V-2**

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0,003825 f'c}} \right] * \frac{0,85 f'c}{f_y}$$

M (-) = 13 433,72 kg-m

$$A_s = \left[(25 * 45) - \sqrt{(25 * 45)^2 - \frac{(13433,72 * 25)}{(0,003825 * 210)}} \right] * \frac{0,85 * (210)}{2810}$$

$$= 13,367 \text{ cm}^2$$

M (-) = 14 926,36 kg-m

$$A_s = \left[(25 * 45) - \sqrt{(25 * 45)^2 - \frac{(14926,36 * 25)}{(0,003825 * 210)}} \right] * \frac{0,85 * (210)}{2810}$$

$$= 15,113 \text{ cm}^2$$

M (-) = 9 595,52 kg-m

$$A_s = \left[(25 * 45) - \sqrt{(25 * 45)^2 - \frac{(9595,52 * 25)}{(0,003825 * 210)}} \right] * \frac{0,85 * (210)}{2810}$$

$$= 9,166 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al código ACI-318, el requerimiento de armado para vigas se define de la siguiente manera:

Cama superior:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_{min}} \\ 33\%A_{SM(-)} \end{array} \right., \text{ el mayor de estos.}$$

Cama inferior:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_{min}} \\ 50\%A_{SM(-)} \end{array} \right., \text{ el mayor de estos.}$$

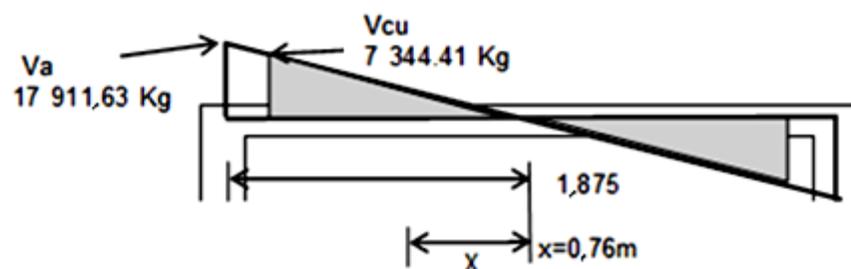
En nuestro caso, para la viga 2 utilizaremos el $A_{s_{min}}=4,52 \text{ cm}^2$ para ambas camas. Entonces, el armado de la viga 2 queda de la siguiente manera:

Cama superior: 2 varillas corridas No.6 + 2 & 3 bastones No.6, para cada momento respectivamente.

Cama inferior: 2 varillas corridas No.6 + 4 bastones No.6, para el momento positivo.

- **Cálculo del refuerzo a corte**

Figura 22. Diagrama de corte para viga V-a



Fuente: elaboración propia.

$$x = \frac{3,75/2}{17\,911,63} * 7\,344,41 = 0,768 \text{ m.}$$

Si $V_{cu} > V_a$, colocar estribos por armado a $S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2}$

Si $V_{cu} < V_a$, calcular s y longitud de confinamiento.

$$V_{cu} = \phi * 0,53 \sqrt{f'c} * bd = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 45 = 7\,344,41 \text{ kg}$$

$V_a = 17\,911,63 \text{ kg}$, el esfuerzo actuante es mayor que el que resiste el concreto a esfuerzos de corte, por lo que necesita refuerzo.

De acuerdo con el ACI deben colocarse estribos en una longitud igual a $2d$ desde la cara hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexi3n. En nuestro caso ser3 de 90 cms.

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{v_u} = \frac{2 * 0,71 * 2\,810 * 45}{17\,911,63} = 30,39 \cong 30 \text{ cms.}$$

En zona de confinamiento, el ACI 318 estipula que el primer estribo no debe estar a m3s de 5 cms. De la cara del apoyo y que el espaciamiento m3ximo no debe excederse de:

$$0,25d = 0,25 * (45) = 11,25 \text{ cms.}$$

$$8\phi_{var-long} = 8 * 1,905 = 15,25 \text{ cms.}$$

$$24\phi_{var-transv} = 24 * 0,952 = 22,85 \text{ cms.}$$

Entonces, la separaci3n de estribos en la zona de confinamiento ser3 de 10 cms., y el resto estar3 a 15 cms. El resto de armados se detalla en planos.

2.1.5.5. Diseño de cimientos

El edificio estará sustentado por un cimiento corrido de las siguientes características:

$$\gamma_{concreto} = 2,4 \frac{ton}{m^3}$$

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

$$f_y = 2810 \frac{kg}{cm^2}$$

$$t = 0,20m$$

$$F_{cu} = 1,50$$

Características del suelo:

$$\gamma_s = 1,4 \frac{ton}{m^3}$$

$$q_{adm} = 58,94 \frac{ton}{m^2}$$

Lo primero que debe determinarse es la carga que soportará el cimiento corrido unidad lineal (W_u)

$$W_u = \frac{W_{edificio}}{L_{total}} = \frac{W_{edificio}}{L_{total}} = \frac{259\,946,79\,kg}{65,68\,m} = 3\,957,78 \frac{kg}{m} \rightarrow W_u = 3,96 \frac{ton}{m}$$

○ **Carga de trabajo (W_t)**

$$w_t = \frac{w_u}{F_{cu}} = \frac{3,96\,ton/m}{1,5} = 2,64\,ton/m$$

$$q_{adm} = \frac{w_u}{A}$$

$$A = \frac{w_u}{q_{adm}} = \frac{3,96\,ton/m}{58,94\,ton/m^2} = 0,07\,m^2$$

$$A = Bl \rightarrow B = \frac{A}{l} = \frac{0,07\,m^2}{1m} \rightarrow B = 0,07m$$

De este cálculo tenemos que la base debe ser de 7 cms., sin embargo puesto que el ancho de los muros es de 20 cms. y es necesario dimensiones constructivamente viables y coherentes, tomaremos como la dimensión a utilizar un ancho de 50 cms.

- **Presión actuante (q_{act})**

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todas las componentes verticales (sobrecarga, peso de la estructura, peso del cemento, peso de la tierra, etc.)

$$P_{total} = W_t + W_{suelo} + W_{cimiento}$$

$$P_{total} = 2,64 + 1,4 \frac{ton}{m^3} 0,5m * 3m * 1m + 2,4 \frac{ton}{m^3} * 0,5m * 0,2m * 1m$$

$$P_{total} = 4,98 ton$$

$$q_{act} = \frac{P_{total}}{A} = \frac{4,98 ton}{0,50m^2}$$

$$q_{act} = 9,96 \frac{ton}{m^2}$$

Al chequear las cargas actuantes y admisibles podemos verificar que las cargas actuantes son menores a la capacidad de diseño por lo que está bien.

$$q_{act} < q_{adm}$$

- **Diseño del espesor del cimiento**

- ✓ **Presión de diseño última (q_{dis_u})**

Es la presión actuante incrementada por un factor de seguridad llamado factor de carga última, el cual se encuentra en el rango de 1 a 1,5 como ya se estableció anteriormente. Para éste caso $F_{cu}=1,5$

$$q_{dis_u} = F_{cu} * q_{act}$$
$$q_{dis_u} = 1,5 * 9,96 \text{ ton/m}^2$$
$$q_{dis_u} = 14,94 \text{ ton/m}^2$$

- ✓ **Peralte del cimiento (d)**

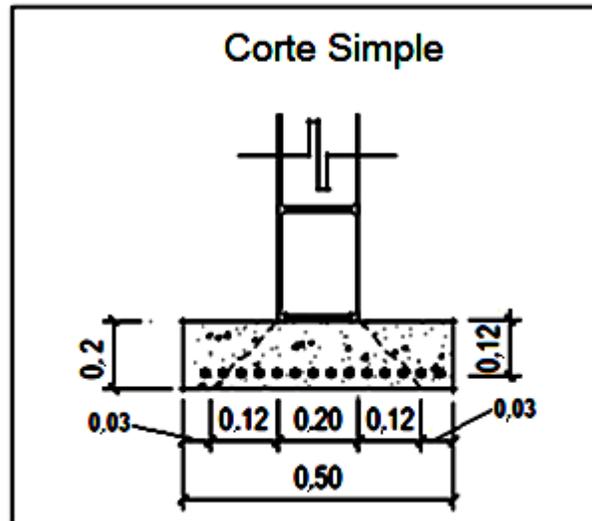
$$d = t - rec - \frac{\phi_{varilla}}{2}$$
$$d = 20cm - 7,5cm - 0,5cm = 12cm$$

- ✓ **Chequeo a corte**

$$x = \frac{0,5m - 0,2m}{2} - 0,12m = 0,03m \rightarrow l_{punz} = 0,12m$$

$$V_{act} = q_{dis_u}(l_{punz})$$
$$V_{act} = 14,94 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0,12m$$
$$V_{act} = 1,793 \text{ ton}$$

Figura 23. Diagrama de cimiento corrido - Punzonamiento



Fuente: elaboración propia.

Ahora calcularemos el corte que resiste el concreto:

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

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

$$V_r = 7\,834kg \rightarrow V_r = 7,83ton \rightarrow$$

$$V_{act} < V_r \therefore ok$$

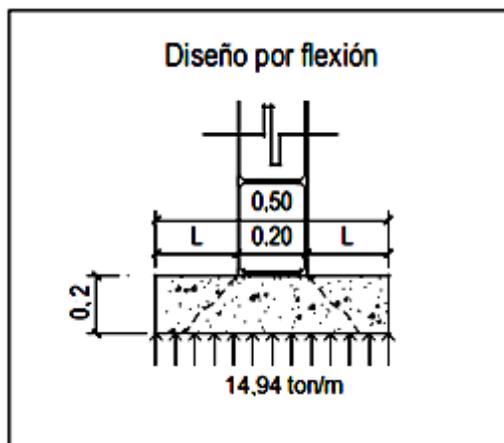
✓ **Chequeo a Punzonamiento**

Perímetro Crítico	$b_o = 4(b_{col} + d)$	2,00	m
Cortante actuante $V_u = q_u(b \cdot h - \text{AreaPcr})$		27,87	ton
Resistencia nominal de Concreto $4\sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$		109,98	ton
Resistencia por cortante del Concreto $\Phi V_c = 0,85 \cdot V_c$		93,48	ton

∴ no se dará falla por punzonamiento

○ **Diseño por flexión**

Figura 24. **Diagrama de cimiento corrido - Flexión**



Fuente: elaboración propia.

$$L = \frac{0,5m - 0,2m}{2} = 0,15m$$

$$M = \frac{WL^2}{2} = \frac{(14,94 \text{ ton/m} \cdot 0,15m^2)}{2} = 0,168075 \text{ ton} \cdot m = 168,075 \text{ kg} \cdot m$$

✓ **Área de acero requerido**

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0,003825 f' c}} \right] * \frac{0,85 f' c}{f_y}$$

$$A_s = \left[100 * 12 - \sqrt{(100 * 12)^2 - \frac{168,075 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$

$$A_s = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S_{\phi-3/8"} = \frac{0,71 * 100}{A_s} = \frac{0,71 * 100}{0,56 \text{ cm}^2}$$

$$S_{\phi-3/8"} = 126,79 \text{ cm.}$$

✓ **Área de acero mínima**

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} bd = \frac{14,1}{2810} (100)(12) = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$S_{\phi-3/8"} = \frac{0,71 * 100}{A_s} = \frac{0,71 * 100}{6,02 \text{ cm}^2}$$

$$S_{\phi-3/8"} = 11,79 \text{ cm.}$$

El acero mínimo es mucho mayor al requerido, por lo que utilizaremos la cuantía de acero mínimo. Por lo que utilizaremos eslabones No. 3 @ 0,15 m

✓ **Área de acero por temperatura**

$$A_{\text{temperatura}} = 0,002bt$$

$$A_{\text{temperatura}} = 0,002 * 50\text{cm} * 20\text{cm}$$

$$A_{\text{temperatura}} = 2\text{cm}^2$$

El área de acero por temperatura la cubren 3 No. 3 corridas.

2.1.5.6. Diseño de gradas

Las escaleras tendrán 27,5 cms. de huella y 17,5 cms. de contrahuella. Las gradas están apoyadas en una losa continua, como elemento inclinado con capacidad resistente a la flexión, por lo que se diseñara cual si se tratara de una losa.

Altura de escalón = 1,75 m / 10 escalones (hasta el descanso)= 0,175 metros = 17,5 cm.

• **Integración de cargas**

Peso propio de escalera = $2\ 400 * (0,12 + 0,175/2)$ = 498 kg/m²

Acabados = 50 kg/m²

Total carga muerta = 548 kg/m²

Carga viva = 500 kg/m²

Carga última = 1,4 CM + 1,7 CV = 1,4 (548) + 1,7 (500) = 1 617,2 kg/m²

Se considera la losa en una dirección, se analiza una franja con ancho unitario de 1 metro. La carga última es $CU = 1,617.2 \text{ kg/m}$. Para un tramo de escalones con longitud de 2.75 metros.

$$M_{(+)} = \frac{Wl^2}{9} = \frac{1617,2(2,75)^2}{9} = 1358,90 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(-)} = \frac{Wl^2}{14} = \frac{1746(2)^2}{14} = 873,58 \text{ Kg.m}$$

$$A_{SMax} = 0,50 \rho_{bal} bd = 0,50(0,036947)(100 * 9,5) = 17,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{SMin} = \frac{14,1 * bd}{f_y} = \frac{14,1(100)(9,5)}{2810} = 4,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mb}{0,003825 f'_c}} \right] * \frac{0,85 f'_c}{f_y}$$

$$M_{(+)} = 1358,90 \text{ Kg.m}$$

$$A_s = \left[(100 * 9,5) - \sqrt{(100 * 9,5)^2 - \frac{1358,90(100)}{0,003825(210)}} \right] * \frac{0,85(210)}{2810} = 5,95 \text{ cm}^2$$

$$M_{(-)} = 873,58 \text{ Kg.m}$$

$$A_s = \left[(100 * 9,5) - \sqrt{(100 * 9,5)^2 - \frac{873,58(100)}{0,003825(210)}} \right] * \frac{0,85(210)}{2810} = 3,753 \text{ cm}^2$$

Utilizando el área de acero mínimo $A_s = 5,95 \text{ cm}^2$, con varillas No. 3 el espaciamiento resulta:

$$S = \frac{(0,71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{5,95 \text{ cm}^2} \cong 12 \text{ cm}, \text{ se utilizará No 3 @ } 0,12 \text{ m.}$$

- **Refuerzo transversal**

Acero por temperatura $A_{STemp} = 0,002bt = 0,002(100*17,5) = 3,50cm^2$

$$S = \frac{(0,71cm^2)(100cm)}{3,50cm^2} = 20cm, \text{ se utilizará No 3 @0,20m.}$$

Así también, las soleras intermedias de apoyo serán de 4 No.3 longitudinal y estribos No. 2 @ 0,15 m.

2.1.5.7. Instalaciones eléctricas

La iluminación se distribuyó en dos circuitos en el primer nivel y dos circuitos en el segundo nivel. Los circuitos A y B del primer nivel cuentan con 6 y 9 unidades respectivamente; y los circuitos C y D del segundo nivel cuentan con 11 y 5 unidades respectivamente. Ver detalle en planos.

La instalación de fuerza se distribuye en dos circuitos (E, F) de 8 unidades en el primer nivel, y en un circuito (G) de 9 unidades en el segundo nivel. Cada nivel tendrá un tablero de distribución de circuitos. Se trabajará con voltajes de 110 V para todas las unidades a excepción de los tomacorrientes trifásicos los cuales se trabajarán con 220V. El diseño eléctrico se presenta en el anexo.

2.1.5.8. Instalaciones hidráulicas

Todo el sistema de agua potable será por medio de circuito cerrado para garantizar que la presión sea la misma en cada punto, con tubería de $\varphi=\frac{3}{4}$ " y los abastos a los artefactos sanitarios de $\varphi=\frac{1}{2}$ ". Las instalaciones de aguas negras y aguas pluviales se trabajaron en sistemas separativos, por medio de tubería PVC de $\varphi=8", 6, 4" y 3"$. En la descarga final se utilizará tubería de $\varphi=8"$ y $6"$ respectivamente. Las pendientes de trabajo son mayores o iguales al 1%. El diseño hidráulico se encuentra tabulado en una tabla en el anexo del presente trabajo.

2.1.5.9. Planos constructivos

El juego de planos del salón comunal se presenta en los anexos. Estos planos fueron revisados y aprobados por el departamento de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS).

2.1.5.10. Presupuesto del proyecto

A continuación se presenta el presupuesto del proyecto, incluyendo los precios unitarios calculados por renglón y los valores sub-totales.

Tabla XXXVII. Presupuesto del proyecto

1	TRABAJOS PRELIMINARES					TOTAL RENGLÓN
RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
1.1	Limpieza	1,00	global	Q 4 515,84	Q 4 515,84	
1.2	Trazo y nivelación	302,16	m2	Q 6,06	Q 1 832,34	Q 6 348,18
2	CIMENTACIÓN					
RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
2.1	Cimiento Corrido tipo CC	116,46	ml	Q 300,53	Q 34 999,21	
2.2	Levantado de block cimentación de 0.19x0.19x0.39	116,46	m2	Q 159,53	Q 18 578,98	
2.3	Solera de humedad S-1	232,92	ml	Q 324,97	Q 75 691,65	Q 129 269,84
3	ESTRUCTURA PRINCIPAL					
RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
3.1	Columnas					
3.2	Columna tipo C-1	4,00	U	Q 832,73	Q 3 330,93	
3.3	Columna tipo C-2	17,00	U	Q 1 583,91	Q 26 926,54	
3.4	Columna tipo C-3	24,00	U	Q 1 701,70	Q 40 840,72	
3.5	Columna tipo C-4	30,00	U	Q 2 230,75	Q 66 922,40	
3.6	Columna tipo M-1	31,00	U	Q 1 047,61	Q 32 476,03	
3.7	Columna tipo M-2	32,00	U	Q 1 139,98	Q 36 479,38	
3.8	Columna tipo M-3	2,00	U	Q 1 198,82	Q 2 397,64	
3.2	Vigas					
3.2.1	Viga tipo V-1	1,00	U	Q 3 950,74	Q 3 950,74	
3.2.2	Viga tipo V-2	1,00	U	Q 5 214,33	Q 5 214,33	
3.2.3	Viga tipo V-4	5,00	U	Q 2 169,90	Q 10 849,48	
3.2.4	Viga tipo V-5a	4,00	U	Q 3 823,87	Q 15 295,48	
3.2.5	Viga tipo V-6a	8,00	U	Q 2 359,49	Q 18 875,92	
3.2.6	Viga tipo V-5b	5,00	U	Q 3 085,75	Q 15 428,76	
3.2.7	Losa tradicional	176,80	m2	Q 668,32	Q 118 158,21	
3.2.8	Modulo de Gradass	1,00	U	Q12 011,49	Q 12 011,49	
3.3	Estructura techo modulo D					
3.3.1	Tendales de perfil C de 4"x2"x1/2" (encuachado)	103,54	ml	Q 329,73	Q 34 141,03	
3.3.2	Costaneras de perfil C de 4"x2"x1/2"	229,13	ml	Q 240,13	Q 55 020,77	
3.3.3	Instalación lamina troquelada de zinc calibre 28	209,88	m2	Q 480,26	Q 100 796,61	Q 599 116,46

Continuación Tabla XXXVII

4 LEVANTADOS, TABICACIÓN Y MÓDULOS					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
4.1	Levantado de Block (0.19x0.19x0.39, incluye soleras)	388,57	m ²	Q 402,17	Q 156 271,95
4.2	Mesa fundida, baño mujeres.	2,00	U	Q 2 232,70	Q 4 465,41
4.3	Levantado de muro tabique(0.1x0.14x0.39)	33,25	m ²	Q 321,73	Q 10 697,66
4.4	Barandal	2,75	ml	Q 171,50	Q 471,63
Q 171 906,65					
5 INSTALACIÓN DRENAJE SANITARIO					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
5.1	Tubería pvc 160 psi 8"	0,97	ml	Q 65,59	Q 63,75
5.2	Tubería pvc 160 psi 4"	13,74	ml	Q 72,76	Q 999,58
5.3	Tubería pvc 160 psi 3"	23,67	ml	Q 97,41	Q 2 306,16
5.4	Caja de registro	1,00	U	Q 195,46	Q 195,46
Q 3 564,95					
6 INSTALACIÓN DRENAJE PLUVIAL					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
6.1	Bajadas pvc 160 psi 4"	80,54	ml	Q 225,65	Q 18 173,74
6.2	Caja unión	1,00	U	Q 390,93	Q 390,93
Q 18 564,67					
7 INSTALACIÓN AGUA POTABLE					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
7.1	Tubería pvc 250 psi 3/4"	63,31	ml	Q 102,79	Q 6 507,17
7.2	Acometida	1,00	U	Q 1 752,58	Q 1 752,58
Q 8 259,75					
8 INSTALACIÓN ELÉCTRICA					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
8.1	Tablero DT1	2,00	U	Q 3 557,89	Q 7 115,78
8.2	Contador Eléctrico	1,00	U	Q 789,55	Q 789,55
8.3	Tomacorrientes 110v	16,00	U	Q 453,28	Q 7 252,48
8.4	Tomacorrientes 220v	9,00	U	Q 655,78	Q 5 902,02
8.5	Lámparas tipo industrial de 2x40 watt	27,00	U	Q 475,89	Q 12 849,03
8.6	Lámparas tipo reflectores, dos tomas	4,00	U	Q 45,00	Q 180,00
Q 34 088,86					
9 PISOS					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL
9.1	Piso de granito primer nivel	161,75	m ²	Q 275,80	Q 44 611,75
9.2	Torta de concreto alisado t=0.05 cm	173,69	m ²	Q 68,90	Q 11 967,52
9.3	Piso adoquín entrada a primer nivel	13,50	m ²	Q 225,90	Q 3 049,65
Q 59 628,92					

Continuación Tabla XXXVII

10	ACABADOS					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
10.1	Repello expuesto	187,86	m ²	Q 45,80	Q 8 603,90	
10.2	Repello	406,46	m ²	Q 45,80	Q 18 615,96	
10.3	Pintura	594,32	m ²	Q 18,90	Q 11 232,65	
10.4	Azulejo	66,91	m ²	Q 275,80	Q 18 454,33	
10.5	Acabado en losa	353,60	m ²	Q 27,90	Q 9 865,44	Q 66 772,28
11	ARTEFACTOS SANITARIOS					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
11.1	Inodoros	14,00	U	Q 975,90	Q 13 662,60	
11.2	Mingitorios	6,00	U	Q 1 100,10	Q 6 600,60	
11.3	Lavamanos	4,00	U	Q 550,45	Q 2 201,80	
11.4	Porta rollos	14,00	U	Q 75,90	Q 1 062,60	
11.5	Dispensador de jabón	4,00	U	Q 50,30	Q 201,20	
11.6	Espejos	6,00	m ²	Q 275,90	Q 1 655,40	Q 25 384,20
12	PUERTAS Y VENTANAS					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
12.1	Puerta tipo P-1	1,00	U	Q 2 475,00	Q 2 475,00	
12.2	Puerta tipo P-2	2,00	U	Q 3 093,75	Q 6 187,50	
12.3	Puerta tipo P-3	2,00	U	Q 2 227,50	Q 4 455,00	
12.4	Puerta tipo P-4	1,00	U	Q 7 425,00	Q 7 425,00	
12.5	Puerta tipo P-5	2,00	U	Q 3 093,75	Q 6 187,50	
12.6	Ventana tipo V-1	2,00	U	Q 2 000,00	Q 4 000,00	
12.7	Ventana tipo V-2	9,00	U	Q 3 335,00	Q 30 015,00	
12.8	Ventana tipo V-3	3,00	U	Q 1 335,00	Q 4 005,00	
12.9	Ventana tipo V-4	4,00	U	Q 1 665,00	Q 6 660,00	
12.10	Ventana tipo V-5	4,00	U	Q 2 000,00	Q 8 000,00	
12.11	Ventana tipo V-6	4,00	U	Q 3 335,00	Q 13 340,00	Q 79 410,00

COSTO TOTAL DE LA OBRA	Q 1 202 314,76
-------------------------------	-----------------------

Fuente: elaboración propia.

2.1.5.11. Cronograma de ejecución

Tabla XXXVIII. Cronograma de ejecución

MES		1	2	3	4	5	6	7	8	9
No.	ACTIVIDAD									
	PRELIMINARES									
1	Limpia y capeo	█								
2	Nivelación	█								
3	Trazo y estaqueado	█								
	CIMENTACIÓN									
4	Cimiento corrido	█	█							
5	Muro de cimentación		█	█						
6	Solera hidrófuga			█	█					
	Relleno de cimentación			█						
	MUROS									
7	Levantado de block			█	█	█	█	█		
8	Columnas	█	█	█	█	█	█	█		
9	Solera intermedia					█	█			
10	Solera de corona						█	█		
11	Tallado							█		
	LOSA TRADICIONAL									
13	Armado y entarimado							█	█	
14	Fundición de losa y vigas								█	
15	Remoción de entarimado								█	
	CUBIERTA									
16	Colocación de estructura								█	█
17	Colocación de lamina de cubierta								█	█
	ACABADOS									
18	Colocación de piso y ventanas								█	█

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño del drenaje sanitario para la aldea San Antonio Chacayá, municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá

2.2.1. Descripción del proyecto a desarrollar

El proyecto consiste de la red de drenaje sanitario para la aldea San Antonio Chacayá, la cual posee en total 2,3 Km. de longitud dividido en tres ramales principales y cuatro sub- ramales bien definidos. El tipo de topografía es mixto, ya que consta de sectores de alta pendiente y también sectores donde la variación de la altura no es tan variable respecto a la distancia horizontal.

2.2.2. Levantamiento topográfico

2.2.2.1. Planimetría

Es el estudio en el cual se representa la superficie terrestre en un plano horizontal, con la utilización de aparatos y métodos de cálculo adecuados. Con el fin de obtener las rutas adecuadas de desfogue y ubicación de los pozos de visita. Para este caso se aplicó el método de conservación de azimut, utilizando un teodolito Sokkia DT6₁₀, estadal de aluminio, brújula y plomadas metálicas.

2.2.2.2. Altimetría

Estudio a través del cual se representan las alturas de los puntos observados, referidos a un banco de marca o sobre el nivel del mar, con lo que se definen las pendientes del terreno, necesarias en el diseño, en este proyecto se aplicó el método de nivelación compuesta, el equipo que se utilizó es un teodolito Sokkia DT6₁₀, y estadal de aluminio de 4 metros.

2.2.3. Período de diseño

Se tomará un período de diseño de 24 años, considerando un tiempo para el proceso de financiamiento.

2.2.4. Diseño de la red

2.2.4.1. Población de diseño

La estimación futura de la población se realizó a través del método geométrico, para ello se aplicó una tasa del 2,93% anual, dato proporcionado por el centro de salud de la aldea.

$$P_f = P_o \times (1 + r)^n$$

$$P_f = 1177 \times (1 + 0,0193)^{24} = 1862 \text{ habitantes}$$

Donde:

P_o = población actual

P_f = población futura

r = tasa de crecimiento anual

n = período de diseño (24 años)

2.2.4.2. Dotación

Considerando las condiciones climáticas y socioculturales, se estableció que la dotación a utilizar será de 150 Lts./Hab./día

2.2.4.3. Factor de retorno

Este factor se basa en el uso del agua de la población, en ningún caso retorna el cien por ciento al alcantarillado, debido a infiltraciones al suelo, evaporación o actividades donde se consume parte del mismo.

Factor de retorno a utilizar = 0,85

2.2.4.4. Factor de flujo instantáneo (FH)

Existe la posibilidad que en determinado momento una gran cantidad de usuarios utilicen el sistema, lo cual congestionaría el flujo del agua. También es denominado factor de Harmond.

Es adimensional y se obtiene de la siguiente ecuación:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{No.Hab / 1000}}{4 + \sqrt{No.Hab / 1000}} = \frac{18 + \sqrt{1862 / 1000}}{4 + \sqrt{1862 / 1000}}$$

$$FH = 3.61$$

2.2.4.5. Relación de diámetros y caudales

Las relaciones de diámetro y caudales que se deben tomar en cuenta en el diseño de la red de alcantarillado sanitario son: la relación d/D, la cual debe ser mayor o igual a 0,10 m. Y menor o igual a 0,75, el caudal de diseño tiene que ser menor al caudal a sección llena en el colector, tomando en cuenta que estas relaciones se aplicarán sólo para sistemas de alcantarillado sanitario.

Además, se busca que la red funcione como un canal abierto, para evitar esfuerzos debidos a la presión que puedan afectar la integridad de la tubería; para esto, es de vital importancia que el caudal de diseño sea menor al caudal a sección llena es decir:

$$q_{dis} < Q \text{ ó } \frac{q_{dis}}{Q} < 1$$

2.2.4.6. Caudal sanitario

2.2.4.6.1. Caudal domiciliar

Lo constituye el agua que ha sido utilizada para actividades como la limpieza de alimentos, el aseo personal y que es conducida a la red de alcantarillado. Este tipo de caudal se relaciona directamente con la dotación de agua potable.

$$Q_{dom} = \frac{\text{Dotacion} * \text{No.Hab} * \text{factor de retorno}}{86\ 400}$$

$$Q_{dom} = \frac{150\text{ts} / \text{hab} / \text{dia} * 1\ 862\text{hab} * 0,85}{86\ 400\ \text{s} / \text{dia}} = 2,48\text{ts} / \text{s}$$

2.2.4.6.2. Caudal de conexiones ilícitas

Este se da porque las viviendas no cuentan con un sistema de alcantarillado pluvial, por lo que algunos pobladores conectan las aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario.

Debido a la poca información que cuenta la región se optó por utilizar el 25% del caudal domiciliar, como lo especifica la norma del INFOM dadas las características de la población.

$$Q_{Ci} = 25\% * Q_{Dom}$$

$$Q_{Ci} = 25\% * 2,748 = 0,687 \text{ lts / seg}$$

2.2.4.6.3. Caudal de infiltración

Por ser el material a utilizar de PVC, que no permite que se infiltre agua de ningún tipo, no se considera este caudal en el diseño.

2.2.4.6.4. Caudal medio o caudal sanitario

Este caudal se determina por medio de la suma de los caudales que contribuyen al sistema, dividida entre el tiempo total en un día, y se expresa en litros/hab./seg.

$$Q_m = Q_{dom} + Q_{Ci}$$

$$Q_m = 2,748 + 0,687$$

$$Q_m = 3,435 \text{ lts/seg.}$$

El factor de caudal medio se calcula de la siguiente manera:

$$Fqm = \frac{Q_m}{\# \text{ hab.}} = \frac{3,435}{1\ 862} = 0,001845 \approx 0,002$$

2.2.4.7. Caudal de diseño

Se obtiene al multiplicar el factor de Harmond con el factor de caudal medio y el número de habitantes, expresado mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{Dis} = FH * fqm * Hab$$

$$Q_{Dis} = 3,61 * 0,002 * 1\ 862$$

$$Q_{Dis} = 13,444\ lts/seg$$

2.2.4.8. Velocidades mínimas y máximas

La velocidad se determina por la pendiente del terreno, el diámetro y tipo de tubería. Deberá ser mayor a 0,40 m/s como velocidad mínima de arrastre y evitar la sedimentación. Y menor de 5 m/s para evitar erosión y desgaste de tubería.

Así mismo, el tirante a manejar debe estar entre el 10% y el 75% del diámetro para que su funcionamiento sea como en un canal abierto.

2.2.4.9. Cotas Invert

Es la cota de nivel que determina la colocación de la parte interior inferior de la tubería que conecta dos pozos de visita. Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería en un tramo del alcantarillado, se calculan de la siguiente manera:

$$CT_f = CT_i - (DH * S_{\text{terreno}\%})$$

$$S_{\text{terreno}\%} = \frac{CT_i - CT_f}{DH} * 100$$

$$CII = CT_i - (H_{\text{trafic}} + E_{\text{tubo}} + \phi)$$

$$CII = CIF - 0.03\text{cm}$$

$$CIF = CII - DH * S_{\text{tubo}\%}$$

$$H_{\text{pozo}} = CT_i - CII + 0,15$$

$$H_{\text{pozo}} = CT_f - CIF + 0,15$$

Donde:

CT_i = Cota de terreno inicial

CT_f = Cota de terreno final

D.H. = Distancia horizontal

$S_{\%}$ = Pendiente

CII = Cota Invert de inicio

CIF = Cota Invert final

H_{trafic} = Profundidad mínima, de acuerdo al tráfico del sector

E_{tubo} = Espesor de tubería

ϕ = Diámetro interior de la tubería

H_{pozo} = Altura de pozo

2.2.4.10. Pozos de visita

La ubicación de los pozos de visita se dará en cualquiera de los siguientes casos o combinaciones de los mismos:

- Donde exista cambio de diámetro
- En intersecciones de dos o más tuberías
- En cambio de pendiente
- En el inicio de cualquier ramal
- En distancia no mayores de 100 m
- En curvas no más de 30 m

2.2.4.11. Conexiones domiciliarias

Según la normativa dada por el INFOM el diámetro mínimo a utilizar para los sistemas sanitarios es de 6" para PVC. Puede utilizarse un diámetro de 4" si la orientación de la tubería forma un ángulo de 45° en el sentido de la corriente del colector principal.

2.2.4.12. Profundidades mínimas de tubería

La profundidad de la línea principal o colector se dará en función de la pendiente del terreno, la velocidad del flujo, el caudal transportado y el tirante hidráulico. Así mismo, se debe tomar en cuenta que se debe considerar una altura mínima que permita proteger el sistema de las cargas de tránsito, de las inclemencias del tiempo o de accidentes fortuitos.

Para tubería de PVC tenemos que la profundidad mínima para tránsito liviano será de 0.60 m. y para tránsito mayor a 2 toneladas será de 0.90 m.

A continuación se dan las profundidades mínimas para los distintos tipos de tráfico para cada diámetro de tubería que usualmente se utiliza para las redes de alcantarillado.

Tabla XXXIX. **Profundidad mínima según tráfico y diámetro de tubería**

Diámetro	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"
Tráfico Normal	1,20	1,25	1,35	1,40	1,50	1,60	1,65	1,85	2,00
Tráfico Pesado	1,40	1,45	1,55	1,50	1,70	1,80	1,85	2,05	2,20

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.13. Diseño de la red

Para efectos de ejemplo de diseño de la red, tomaremos el tramo comprendido entre los pozos de visita: PV-16 y PV-17. Este tramo tiene las siguientes características:

Tabla XL. **Tramo de PV-16 a PV-17**

De	A	Cotas de Terreno		DH (m)	S (%)
Pozo de Visita	Pozo de Visita	Inicio	Final		Terreno
PV-16	PV-17	1028,490	1020,071	51,750	16,27

Fuente: elaboración propia.

- **Pendiente del terreno**

$$S_{\text{terreno}\%} = \frac{CT_i - CT_f}{DH} * 100 = \frac{1028,490 - 1020,071}{51,750} * 100 = 16,27\%$$

$$S_{\text{terreno}\%} = \frac{1028,490 - 1020,071}{51,750} * 100$$

$$S_{\text{terreno}\%} = 16,27\%$$

- **Factor de Harmond (FH)**

La cantidad de vivienda y habitantes acumulados se dan para este tramo de la siguiente manera:

Tabla XLI. **Casas y habitantes del Tramo de PV-16 a PV-17**

casas		Habitantes a servir	
locales	acumuladas	actualmente	futuro
5	47	267	423

Fuente: elaboración propia.

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\text{No.Hab} / 1000}}{4 + \sqrt{\text{No.Hab} / 1000}} = \frac{18 + \sqrt{267 / 1000}}{4 + \sqrt{267 / 1000}}$$

$$FH_{\text{act}} = 4,1 \text{ y } FH_{\text{fut}} = 4,011$$

- **Caudal medio**

Los caudales serán entonces:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dotación} * \text{No.Hab} * \text{factor de retorno}}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom-actual}} = \frac{150 \text{ lts /hab/dia} * 267\text{hab} * 0,85}{86\ 400} = 0,394$$

$$Q_{dom-actual} = \frac{150 \text{ lts /hab/dia} * 423\text{hab} * 0,85}{86\ 400} = 0,623$$

$$Q_{Ci} = 25\% * Q_{Dom}$$

$$Q_{Ci-actual} = 25\% * Q_{Dom}$$

$$Q_{Ci-futuro} = 0,25 * 0,394 = 0,098$$

$$Q_{Ci-futuro} = 0,25 * 0,623 = 0,156$$

Por consiguiente, el caudal medio será:

$$Q_m = Q_{dom} + Q_{Ci}$$

$$Q_{m-actual} = 0,394 + 0,098 = 0,493 \text{ l/s}$$

$$Q_{m-futuro} = 0,623 + 0,156 = 0,779 \text{ l/s}$$

Debido a que no se tiene el mínimo aceptado para el diseño, tomaremos este valor, el cual es de 0,002.

- **Factor de caudal medio**

$$Fqm_{actual} = \frac{Q_m}{\# \text{ hab.}} = \frac{0,493}{267} = 0,001846 \approx 0,002$$

$$Fqm_{futuro} = \frac{Q_m}{\# \text{ hab.}} = \frac{0,493}{423} = 0,001165 \approx 0,002$$

- **Caudal de diseño**

$$Q_{Dis-actual} = FH * fqm * Hab$$

$$Q_{Dis-actual} = 4,1 * 0,002 * 267 = 2,189 \text{ l/s}$$

$$Q_{Dis-futuro} = 3,389 \text{ l/s}$$

- **Diámetro y pendiente**

El diámetro de tubería a trabajar será de 6" de PVC, con pendiente del 16%.

- **Caudal y velocidad a sección llena**

$$V = \frac{0,03429 * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} = \frac{0,03429 * 6^{\frac{2}{3}} * 0,16^{\frac{1}{2}}}{0,01} \rightarrow V = 4,529 \text{ m/s}$$

$$Q_{sección\ llena} = A * V = \frac{\pi}{4} * (6 * 0,00254)^2 * 4,529 * 1\ 000 \frac{\text{l}}{\text{m}^3}$$

$$Q_{sección\ llena} = 82,61 \text{ l/s}$$

- **Relación de caudales**

$$\frac{q_{dis-actual}}{Q_{sec\ llena}} = 0,026 \quad y \quad \frac{q_{dis-fut}}{Q_{sec\ llena}} = 0,041$$

Con las tablas de relaciones hidráulicas tenemos que:

$$v/V = 0,431 \text{ (actual) y } 0,491 \text{ (futuro)}$$

$$d/D = 0,112 \text{ (actual) y } 0,138 \text{ (futuro)}$$

Velocidad a sección parcial:

$$v_{act} = V_{sección\ llena} * \frac{v}{V} = 4,529 * 0,431 = 1,952 \text{ m/s}$$

Al realizar los chequeos hidráulicos, tenemos que:

Caudales:	$q_{dis} < Q_{sec\ llena}$ ok
Velocidad:	$0,4 \leq v \leq 4,00$ m/s ok
Diámetros:	$0,1 \leq d/D \leq 0,75$ ok

- **Cotas Invert de los pozos de visita**

Finalmente, las cotas invert de entrada y salida se dan de la siguiente manera:

$$C_{is-PV-16} = \text{Cota invert de entrada PV-16} - 0,03$$

$$C_{is-PV-16} = 1027,048 - 0,03 = 1027,018$$

$$C_{ie-PV-17} = \text{Cota invert de salida de PV-16} - (\text{Pendiente} \times \text{Distancia Horizontal})$$

$$C_{ie-PV-17} = 1027,018 - (0,16 \times 51,75) = 1018,738$$

- **Profundidad de pozos**

$$H_{PV-16} = \text{Cota de terreno} - \text{cota invert de salida de PV-16} + 0,15$$

$$H_{PV-16} = 1028,490 - 1027,018 + 0,15 = 1,622 \text{ m.}$$

$$H_{PV-17} = \text{Cota de terreno} - \text{cota invert de salida de PV-17} + 0,15$$

$$H_{PV-17} = 1020,07 - 1017,278 + 0,15 = 2,943 \text{ m.}$$

- **Volumen de excavación**

Para calcular el volumen de excavación tomamos el promedio de las profundidades de los pozos del tramo en cuestión, para el ejemplo tomamos los valores entre el PV -16 y el PV-17:

$$V_{excavación} = \frac{PV_{16} + PV_{17}}{2} * DH * ancho \text{ de zanja}$$

$$V_{excavación} = \frac{1,622 + 2,943}{2} * 50,504 * 0,60$$

$$V_{excavación} = 69,172 \text{ m}^3$$

A continuación se presentan de manera resumida los cálculos obtenidos de toda la red.

Tabla XLII. Resumen de cálculos

De	A	Cotas de Terreno		DH	Diámetro (plg.)	S (%)	Cota Invert		Prof. De PV		DH	Excavación
		Inicio	Final				m	tubo	Salida	Entrada		
TRAMO 1												
PV-1	PV-2	1 048,78	1 047,69	10,52	6,00	0,12	1 047,38	1 046,11	1,55	1,76	9,27	9,21
PV-3.1	PV-3	1 042,32	1 041,06	33,31	6,00	0,04	1 040,92	1 039,59	1,55	1,65	32,06	30,78
PV-2	PV-3	1 047,69	1 041,06	20,78	6,00	0,30	1 046,08	1 039,85	1,76	1,65	19,54	19,95
PV-3	PV-4	1 041,06	1 028,97	49,60	6,00	0,24	1 039,56	1 027,65	1,65	1,50	48,35	45,68
PV-4	PV-5	1 028,97	1 025,44	10,79	6,00	0,35	1 027,62	1 023,85	1,50	1,77	9,54	9,36
PV-6.2	PV-6.1	1 025,98	1 022,02	17,30	6,00	0,25	1 024,57	1 020,25	1,55	1,95	16,05	16,87
PV-6.1	PV-6	1 022,02	1 018,01	27,02	6,00	0,15	1 020,22	1 016,17	1,95	2,02	25,77	30,71
PV-5	PV-6	1 025,44	1 018,01	29,05	6,00	0,25	1 023,82	1 016,56	1,77	2,02	27,80	31,62
PV-6	PV-7	1 018,01	1 007,51	42,02	6,00	0,25	1 016,14	1 005,63	2,02	2,05	40,77	49,86
PV-7	PV-8	1 007,51	998,59	75,00	6,00	0,10	1 005,60	998,10	2,05	2,97	73,75	111,11
TRAMO 2												
PV-9	PV-10	1 091,64	1 077,09	66,90	6,00	0,22	1 090,23	1 075,52	1,55	1,75	65,65	65,09
PV-10	PV-11	1 077,09	1 064,94	55,36	6,00	0,22	1 075,49	1 063,31	1,75	1,82	54,11	57,91
PV-11	PV-12	1 064,94	1 055,28	46,89	6,00	0,20	1 063,28	1 053,90	1,82	1,56	45,64	46,18
PV-12	PV-13	1 055,28	1 043,36	56,30	6,00	0,21	1 053,87	1 042,05	1,56	1,49	55,06	50,35
PV-13	PV-14	1 043,36	1 039,20	14,47	6,00	0,29	1 042,02	1 037,82	1,49	1,55	13,22	12,08
PV-15.1	PV-15	1 041,26	1 036,86	25,43	6,00	0,17	1 039,86	1 035,53	1,55	1,51	24,19	22,19
PV-14	PV-15	1 039,20	1 036,86	6,94	6,00	0,30	1 037,79	1 035,71	1,55	1,51	5,70	5,23
PV-15	PV-16	1 036,86	1 028,49	42,27	6,00	0,20	1 035,50	1 027,05	1,51	1,62	41,02	38,50
PV-17.1	PV-17.2	1 021,89	1 018,77	20,10	6,00	0,15	1 020,49	1 017,47	1,55	1,47	18,86	17,11
PV-17.2	PV-17	1 018,77	1 020,07	14,97	6,00	0,01	1 017,44	1 017,31	1,47	2,94	13,73	18,18
PV-16	PV-17	1 028,49	1 020,07	51,75	6,00	0,16	1 027,02	1 018,74	1,62	2,94	50,50	69,17
PV-17	PV-18	1 020,07	1 010,70	40,98	6,00	0,20	1 017,28	1 009,08	2,94	1,79	39,73	56,46
PV-18	PV-19	1 010,70	1 007,06	21,00	6,00	0,17	1 009,05	1 005,48	1,79	1,75	19,75	21,02
PV-19	PV-20	1 007,06	999,91	36,11	6,00	0,15	1 005,45	1 000,03	1,75	2,65	34,87	46,07

Continuación Tabla XLII

De	A	Cotas de Terreno		DH	diámetro (plg)	S (%)	Cota Invert		Prof. De PV		DH	Excavación
		Inicio	Final				m	tubo	Salida	Entrada		
TRAMO 3												
PV-21.1	PV-21	1 027,64	1 025,23	57,51	6,00	0,04	1 026,24	1 023,94	1,55	1,84	56,27	57,20
PV-21.2	PV-21	1 033,88	1 025,23	74,20	6,00	0,12	1 032,48	1 023,57	1,55	1,84	72,95	74,17
PV-22	PV-23	1 035,78	1 022,54	51,00	6,00	0,26	1 034,38	1 021,12	1,55	1,60	49,75	47,00
PV-23	PV-24	1 022,54	1 021,74	49,35	6,00	0,02	1 021,09	1 020,10	1,60	1,90	48,10	50,46
PV-21	PV-24	1 025,23	1 021,74	11,00	6,00	0,32	1 023,54	1 020,02	1,84	1,90	9,75	10,93
PV-24	PV-25	1 021,74	1 011,44	78,72	6,00	0,13	1 019,99	1 009,76	1,90	1,86	77,47	87,51
PV-25	PV-26	1 011,44	1 008,94	13,08	6,00	0,15	1 009,73	1 007,77	1,86	1,35	11,83	11,41
PV-26	PV-36	1 008,94	1 000,77	52,80	6,00	0,15	1 007,74	999,82	1,35	2,34	51,55	57,07
TRAMO 4												
PV-27	PV-28	1 031,62	1 016,39	71,08	6,00	0,22	1 030,22	1 014,58	1,55	1,99	69,83	74,27
PV-28	PV-29	1 016,39	1 016,57	9,80	6,00	0,01	1 014,55	1 014,45	1,99	2,30	8,55	11,01
PV-29	PV-35	1 016,57	1 000,96	82,47	6,00	0,18	1 014,42	999,58	2,30	2,07	81,22	106,33
TRAMO 5												
PV-30	PV-31	1 006,36	1 002,84	50,57	6,00	0,07	1 004,96	1 001,42	1,55	1,60	49,32	46,63
PV-31	PV-32	1 002,84	1 001,03	47,28	6,00	0,04	1 001,39	999,50	1,60	1,71	46,04	45,67
PV-32	PV-33	1 001,03	1 005,83	39,20	6,00	0,00	999,47	999,37	1,71	6,64	37,95	95,01
PV-33	PV-34	1 005,83	1 006,81	45,98	6,00	0,00	999,34	999,23	6,64	7,76	44,74	193,28
PV-34	PV-35	1 006,81	1 000,96	63,43	6,00	0,00	999,20	999,07	7,76	2,07	62,19	183,38
PV-35	PV-36	1 000,96	1 000,77	43,04	6,00	0,01	999,04	998,61	2,07	2,34	41,79	55,24
PV-36	PV-37	1 000,77	1 002,21	61,32	6,00	0,01	998,58	998,27	2,34	4,12	60,07	116,37
PV-37	PV-38	1 002,21	999,70	67,37	6,00	0,01	998,24	997,91	4,12	1,97	66,12	120,83
PV-38	PV-39	999,70	999,54	55,99	6,00	0,01	997,88	997,60	1,97	2,12	54,75	67,31
PV-39	PV-20	999,54	999,91	13,10	6,00	0,01	997,57	997,44	2,12	2,65	11,85	16,97
PV-20	PV-40	999,91	998,75	23,05	6,00	0,02	997,41	997,06	2,65	1,87	21,80	29,56
PV-40	PV-41	998,75	999,44	31,99	6,00	0,01	997,03	996,71	1,87	2,91	30,75	44,06
PV-41	PV-8	999,44	998,58	88,94	6,00	0,01	996,68	995,79	2,91	2,97	87,69	154,48
PV-8	PV-42	998,58	998,35	17,98	6,00	0,01	995,76	995,58	2,97	2,92	16,73	29,55

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.14. Diseño de fosa séptica

Las fosas sépticas están diseñadas para retirar de las aguas servidas, los sólidos en suspensión orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de la sedimentación. Las fosas sépticas están diseñadas para mantener el flujo de aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaeróbicas, por un período de 12 a 24 horas, llamado período de retención.

Este proceso se logra cuando el líquido está en reposo o fluye a una velocidad relativamente baja, durante el tiempo suficiente, que permita que se depositen en el fondo la mayor parte de los sólidos sedimentables, que son principalmente sólidos orgánicos, logrando así su separación de la corriente de aguas servidas.

De dichos sólidos suspendidos que llegan a la fosa, decanta la mayor parte de la materia sedimentable, la cual entra en proceso de digestión anaeróbica con disolución, licuación y volatización de la materia orgánica, previamente a su estabilización. Por esta razón es que la cantidad de lodo que se acumula en el estanque es pequeña, pero que con el tiempo constituye una cantidad que hace disminuir el volumen efectivo de la fosa y por consiguiente el período de retención.

- **Diseño**

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

- El período de retención es como mínimo de 12 horas.
- Relación largo-ancho de la fosa debe ser entre: 2/1 - 4/1

- Lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, es de 30 a 60 l/hab/año.
- La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional debe ser de 60 viviendas.

- **Nomenclatura y fórmulas**

$$T = \frac{V}{Q} \Rightarrow V = Q_g T \text{ y } Q = q * N$$

Donde:

T: período de retención

Q: caudal L/día

Q_g: gasto de aguas negras L/hab/día

V: volumen en litros

N: número de personas servidas

q: caudal domiciliar

- **Cálculo de volumen**

Para el cálculo del volumen se asume una altura (H), la cual corresponde a la distancia entre el fondo de la fosa y el nivel del agua.

$$V = A * L * H$$

Donde:

A: ancho de fosa

L: largo de fosa

H: altura útil

Si asumimos que $L/A = 2$, entonces tenemos que:

$$L = 2A$$

Sustituyendo:

$$V = 2 * A^2 * H$$

Para este proyecto tenemos que:

Período de retención:	24 horas
Gasto	150 L/hab/día
Número de habitantes:	340 (60 viviendas)
Lodos	40 L/hab/año
Relación largo/ancho	2/1
Período de limpieza	5 años

- **Volumen para líquidos**

Cálculo de caudal

$$Q = q * N = 150 \text{ L/hab/día} * 0,85 * 340 \text{ hab.}$$

$$Q = 43\,350 \text{ L/día}$$

$$Q = 43,35 \text{ m}^3/\text{día}$$

Cálculo de volumen

$$V = QT$$

$$V = 43\,500 \frac{L}{\text{día}} * 24\text{hrs} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ hrs}}$$

$$V = 43\,350 \text{ litros}$$

$$V = 43,35 \text{ m}^3$$

- **Volumen de lodos**

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

$$V = 340 \text{ hab} * 40 \text{ l/hab/año}$$

$$V = 13\,600 \text{ l/año}$$

$$V=13,6 \text{ m}^3/\text{año} \text{ (período de limpieza de 5 años)} \rightarrow$$

$$V = 68 \text{ m}^3$$

- **Volumen total**

$$\text{Volumen total} = 43,35 \text{ m}^3 + 68 \text{ m}^3 = 111,35 \text{ m}^3$$

$$V = 2 * A^2 * H$$

Si $H = 2,50$ (asumido)

$$A^2 = \frac{V}{2H}$$

$$A^2 = \frac{111,35 \text{ m}^3}{2 * (2,50 \text{ m})} = 22,27 \text{ m}^2$$

$$A = 4,72 \text{ m}$$

Entonces:

$$L = 2A = 2*(4,72) = 9,44 \text{ m.}$$

Las dimensiones de las fosas serán de 4,72 X 9,44 X 2,5 m.

Se construirán 6 fosas con las dimensiones antes descritas, para cubrir tanto la población actual como la futura.

Al realizar la proyección de la población en el tiempo, tenemos que deben construirse inicialmente 4 fosas, para el año 2016 se debe construir la fosa No. 5, y para el año 2026 se deberá construir la fosa No. 6. De esta manera optimizaremos el uso de cada una de ellas, y la razón costo- beneficio será más favorable.

Tabla XLIII. **Proyección de viviendas**

n	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
año	2008	2010	2012	2014	2016	2018	2020	2022	2024	2026	2028	2030	2032
Proyección de viviendas	207,95	216,05	224,48	233,22	242,31	251,76	261,57	271,76	282,35	293,36	304,79	316,67	329,01
No. de fosas requerida	3,5	3,6	3,7	3,9	4,0	4,2	4,4	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3	5,5
≈	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	6	6	6

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.15. Pozos de absorción

El efluente de un tanque séptico no posee las cualidades físico-químicas adecuadas para ser descargado directamente a un cuerpo receptor de agua, por lo que se hace necesario dar un tratamiento complementario al efluente, con el objetivo de disminuir los riesgos de contaminación y de salud pública.

Cuando no se cuenta con área suficiente para la instalación del campo de percolación o cuando el suelo sea impermeable dentro del primer metro de profundidad, existiendo estratos favorables a la infiltración, se podrá usar pozos de absorción. El área efectiva de absorción del pozo lo constituye el área lateral del cilindro (excluyendo el fondo). Para el cálculo se considerará el diámetro exterior del muro y la altura quedará fijada por la distancia entre el punto de ingreso de los líquidos y el fondo del pozo. La capacidad del pozo de absorción se calculará en base a las pruebas de infiltración que se hagan en cada estrato, usándose el promedio ponderado de los resultados para definir la superficie de diseño. El diámetro mínimo del pozo de absorción deberá ser de 1 metro.

En cuanto a los aspectos constructivos se debe de considerar que en el espacio entre el pozo y el terreno natural, se rellenará con grava de ½ " como mínimo, y la distancia entre cada pozo se regulará a partir de su diámetro y su profundidad, algunos autores consideran que no debe ser menor de 6 mts. Dicha distancia.

2.2.4.16. Programa de mantenimiento

Como plan de mantenimiento de este sistema de alcantarillado sanitario es necesario atender los siguientes aspectos:

- Hacer un recorrido periódicamente a los pozos de visita, para observar que el sistema esté funcionando con condiciones de flujo adecuado.
- Limpiar periódicamente los pozos de visita de cualquier elemento ajeno al sistema que pueda impedir el buen funcionamiento del mismo.
- Comprobar que las tuberías que entran y salen de cada pozo de visita no estén quebradas o dañadas de alguna manera, pues si se da fuga del agua servida puede ocasionar una erosión entorno al pozo de visita, pudiendo inclusive en función del tiempo, provocar un colapso.
- Mantener en buen estado las tapaderas de los pozos de visita, tomando las acciones necesarias de reparación y remozamiento cuando fueran necesarias.
- Concientizar a la población de no conectar tuberías de descarga pluvial a su conexión, pues por ser un diseño de drenaje sanitario no de tipo mixto, puede sobrecargarse y provocar un fallo en el sistema.
- Realizar un chequeo periódico de las conexiones domiciliarias (candelas), para asegurar que se encuentran en buen estado y que no presentan ningún elemento que provoque taponamientos.
- Realizar los procedimientos de limpieza en los tiempos previstos, para las fosas sépticas.

2.2.5. Evaluación de impacto ambiental

Durante las distintas fases de cada proyecto, se producirán efectos sobre el medio.

2.2.5.1. En construcción

Durante la fase de construcción los efectos son:

- Modificación de la topografía y geomorfología local
- Afectación al suelo y al paisaje
- Alteración en la calidad del agua y del aire
- Alteración de los niveles de presión sonora
- Alteración de las comunidades florísticas
- Incremento y expansión de la actividad económica y los núcleos de población
- Generación de residuos sólidos y líquidos

2.2.5.2. En operación

Durante la fase de operación los efectos son:

- Alteración de los niveles de presión sonora
- Alteración de las comunidades faunísticas.
- Afectación somera de la vegetación en el área de servidumbre
- Incremento y expansión de nuevas condiciones económicas
- Incremento en la interacción entre los núcleos de población

Tabla XLIV. Vulnerabilidad en la etapa de construcción

Vulnerabilidad en la etapa de construcción										
Componentes	Actividades del proyecto									Impactos
	Ubicación de instalaciones auxiliares	Contratación de mano de obra	Desbroce para cimientos o bases apertura de caminos de acceso	Movimientos de tierra	Excavación y construcción de cimientos o bases	uso y mantenimiento de maquinaria	Disposición de maquinaria	Disposición de exceso de suelo	Podas y/o talas en el recorrido del sistema	
MEDIO FÍSICO										
Ruido	■		■	■	■	■		■	■	Aumento de emisiones acústicas
Calidad del aire	■		■							Generación de polvo gases
Geología y geomorfología				■	■		■			Alteración del suelo
Hidrología e hidrogeología	■			■	■	■	■	■	■	Alteración de cauces
Calidad del agua superficial	■						■	■	■	Variación de la calidad de las aguas
Suelo			■	■	■	■	■	■	■	Generación de procesos erosivos
MEDIO BIÓTICO										
Flora y vegetación	■		■	■	■	■	■	■	■	Alteración de estructura y hábitat para la flora
Fauna	■		■	■	■	■	■	■	■	Alteración de hábitat y pérdida de biodiversidad
MEDIO SOCIOECONÓMICO										
Socio economía y nivel de empleo		■								Aumento del nivel de empleo
Calidad de vida	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Molestias y cambios en la calidad de vida de la población
Patrón de uso del suelo			■				■	■		Cambios en el patrón de uso del suelo
Infraestructuras y servicios	■		■						■	Efectos sobre infraestructura local
MEDIO PERCEPTUAL										
Paisaje y estética	■		■	■	■	■	■	■	■	Alteración de la calidad y fragilidad visual

 No aplica
  Impacto negativo
  Impacto positivo

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. Vulnerabilidad en la etapa de operación

Vulnerabilidad en la etapa de operación				
Componentes	Actividades del proyecto			Impactos
	Instalaciones sanitarias en uso	Operación del sistema de alcantarillado	Mantenimiento del sistema de alcantarillado	
MEDIO FÍSICO				
Ruido		Impacto negativo	Impacto negativo	Aumento de emisiones acústicas
Calidad del aire	Impacto negativo	Impacto negativo	Impacto negativo	Emisión de gases
Geología y geomorfología				N/I
Hidrología e hidrogeología	Impacto negativo			Sólo en caso de filtraciones o fugas
Calidad de agua superficial	Impacto positivo			N/I
Suelo				N/I
MEDIO BIÓTICO				
Flora y vegetación			Impacto negativo	Alteración del hábitat
Fauna	Impacto negativo		Impacto negativo	Alteración del hábitat
MEDIO SOCIOECONÓMICO				
Socio economía y nivel de empleo	Impacto positivo	Impacto positivo		Cambio en las condiciones socioeconómicas
Calidad de vida	Impacto positivo	Impacto positivo		Cambio en las condiciones de vida de la población
Patrón de uso del suelo	Impacto negativo			Cambio del patrón del uso del suelo
Infraestructuras y servicios	Impacto positivo			Efectos sobre infraestructura local
MEDIO PERCEPTUAL				
Paisaje y estética	Impacto negativo	Impacto positivo		Alteración de la calidad y fragilidad visual

N/I No se identifican impactos.

	No aplica
	Impacto negativo
	Impacto positivo

Fuente: elaboración propia.

2.2.5.3. Medidas de mitigación

2.2.5.3.1. Medio físico

- **Suelo**

La mayor parte de los efectos potenciales sobre el suelo se desarrollarán sobre la fase de construcción:

- Degradación del suelo por fenómenos erosivos
- Compactación del suelo
- Contaminación por vertidos accidentales
- Inestabilidad de taludes
- Modificaciones del relieve
- Ocupación del suelo

Durante la construcción de estructuras principales y en algunos casos de las auxiliares, se procede a la deforestación de los pasillos de circulación o las áreas destinadas para las mismas estructuras. Además de dichos pasillos se debe considerar la deforestación que se provoca al crear accesos necesarios, con lo que se incrementaría esta superficie; en dichas zonas se elimina tanto la vegetación arbórea como arbustiva.

De esta manera se incrementa la degradación del suelo, principalmente la capa vegetal, lo que favorece procesos erosivos. El proceso de degradación es debido a la utilización de los suelos forestales para otros usos, y la acción del viento y la lluvia principalmente (erosividad por intensidad y continuidad), viéndose potenciado por la pendiente del terreno.

Las excavaciones se realizarán con el cuidado necesario, para evitar que se generen daños innecesarios en el terreno circundante, éstas dependerán del tipo de suelo (tierra, roca o mixta); por lo que los efectos sobre las capas más superficiales del suelo no se considerarán graves, aunque se producirá modificación y destrucción del perfil edáfico, por la apertura de las bases, pérdida de cierto volumen de estrato orgánico y una compactación del suelo, debido al movimiento de la maquinaria en torno al área de trabajo. La compactación del suelo supone una disminución de la permeabilidad del suelo, dificultando la regeneración de vegetación.

Sin embargo la superficie afectada es mínima como para considerar algún daño relevante.

- **Hidrología e hidrogeología**

Los efectos producidos por cualquier proyecto sobre el agua son debidos a los aportes que se realicen sobre los ríos y lagos, por los vertidos de aguas residuales sanitarias o vertidos accidentales de desechos de materiales, detergentes, combustibles, aceites, aditivos utilizados por la maquinaria, etc. También es afectada por el aumento de sedimentos en suspensión en las aguas superficiales que son producidas por movimiento y remoción de tierra, y arrastradas por las precipitaciones.

Estos aportes son generalmente consecuencia del arrastre de material de desecho, estrato orgánico y vertidos, influyendo en la calidad de las aguas, por aumento, principalmente, de los sólidos en suspensión. Sin embargo, la existencia de una cubierta vegetal potente, minimiza los arrastres que se puedan producir.

A causa de la presencia de personal de obra en las proximidades de los ríos, se podría producir ocasionalmente el vertido de aguas residuales y/o sanitarias a dicho cauce, incluso se podrían producir vertidos accidentales al cauce que alteraran la calidad del acuífero, ya que durante la construcción se utilizan productos que alterarían la calidad de las aguas, como los combustibles, aditivos, etc.

La adopción de buenas prácticas de manejo de estos insumos y las medidas preventivas oportunas eliminarían este efecto.

- **Ruido**

En la valoración del impacto debido al ruido por efecto de la maquinaria o de los trabajadores del proyecto, habrá que tener en cuenta que el nivel de ruido generado en el área rural varía entre los 20 y 35 dB, y que puede llegar a ser muy superiores en el caso de uso de maquinaria agrícola o presencia de carreteras.

Se adjuntan, a continuación, los valores límite recomendados por la OMS, expresados como nivel de presión acústica para distintos ambientes (dB).

Tabla XLVI. **Valores límites de decibeles (dB) en ambientes tipo**

TIPO DE AMBIENTE	PERÍODO	Leq. dB (A)
Laboral	8 horas	75
Doméstico, auditorio, aula	-----	45
Dormitorio	Noche	35
Exterior diurno	Día	55
Exterior nocturno	Noche	45

Fuente: Organización Mundial de la Salud (OMS).

- **Calidad del aire**

Durante la fase de construcción, el impacto potencial se da a causa del incremento de polvo en el ambiente, por el movimiento de maquinaria pesada. Este incremento de partículas en suspensión, que podría suponer un efecto negativo sobre la flora y las personas, se puede comparar con el producido por la maquinaria agrícola en la realización de los trabajos habituales del campo, pero puede considerarse prácticamente nulo si se tiene en cuenta su carácter temporal, ya que una vez finalizada la construcción no se producirá ninguna contaminación por aumento de partículas en suspensión.

Además, se trata de un impacto fácilmente mitigable con las medidas correctoras oportunas, consistentes en humedecer aquellas zonas donde interese evitar que se levanten dichas partículas de polvo. Por todo esto, se puede considerar un impacto no significativo.

2.2.5.3.2. Medio biótico

- **La flora y la vegetación**

Los efectos se harán presentes en la fase de construcción. El corte de arbolado provoca la aparición de un pasillo deforestado al que se denomina calle o servidumbre. Su creación provoca la modificación de la cubierta vegetal de forma permanente, pues la calle debe mantenerse libre de arbolado mientras dure el periodo de construcción. Cuando en la construcción del proyecto se atraviesan terrenos ocupados por pastos o pastizales, no se produce ningún efecto grave y permanente sobre la vegetación.

Por el contrario, al cruzar masas forestales, la apertura de calles puede suponer un efecto importante de carácter permanente, cuya magnitud depende del valor botánico y ecológico de las especies afectadas, de las formaciones atravesadas y del número de pies arbóreos que se deban eliminar, cuya importancia podría ser mayor debido a su alto valor ecológico por ser el hábitat natural de una diversidad de faunas. Este impacto posee una magnitud superior cuando la calle se abre por primera vez, durante la fase de construcción, ya que durante la operación, las actividades se realizarán sobre un medio ya modificado.

Una vez finalizada la fase de construcción, se procederá a la recuperación de los accesos que no vayan a ser necesarios mediante la reforestación de los mismos. Otro posible efecto será la modificación de la flora presente, por servir de pasillo de introducción a especies invasoras foráneas, que antes de la apertura de la servidumbre veían condicionada su entrada.

- **Fauna**

Al estudiar los impactos sobre la fauna hay que diferenciar claramente durante la fase de construcción y la de operación. Durante la fase de obras hay que tener en cuenta las afecciones que se producen como consecuencia de la pérdida, fragmentación y alteración del hábitat, repercutiendo especialmente sobre la fauna terrestre y acuática, como consecuencia de la alteración de la calidad de las aguas. También se pueden producir afecciones sobre toda la fauna presente, en el área del proyecto, ya que puede variar sus pautas de comportamiento como consecuencia de los ruidos, mayor presencia humana, movimiento de maquinaria, y otras molestias que las obras pueden ocasionar.

Durante la fase de operación, los mayores riesgos son para la acuática. La afección de los peces se origina por la contaminación de las fuentes de agua.

2.2.5.3.3. Medio socioeconómico

- **Efectos potenciales sobre la población**

Durante la fase de construcción, la población puede verse afectada por la circulación de maquinaria pesada, incremento de partículas en suspensión, ruidos, humos, etc. Se trata de afecciones temporales que terminarán una vez finalicen las obras. Respecto a la población activa, se generarán empleos, principalmente durante la fase de construcción, en menor medida en la de operación. Serán de tipo directo en la propia construcción del proyecto, y también indirectos en el sector servicios (alojamientos, restaurantes, comercio, etc.).

En lo que respecta a la fase de operación, es de prever que los puestos necesarios serán cubiertos por técnicos de la propia municipalidad, pudiéndose necesitar asistencia para otros aspectos, como puede ser el servicio de mantenimiento del proyecto.

- **Efectos potenciales sobre la infraestructura y servicios**

El efecto más importante será la recolección de las aguas negras domésticas y su transporte hacia los lugares de tratamiento, para la remoción de la mayor cantidad de contaminantes que sea posible, y así verterlas a los desfogues.

Así también, con el proyecto del salón comunal, se contribuirá a aumentar el nivel de vida que existe en el área, proveyendo de un ambiente agradable y seguro para la población.

2.2.5.3.4. Medio perceptual

- **Efectos potenciales sobre el paisaje**

Se modifican las condiciones de visibilidad del entorno cuando se provoca una falta de ajuste o un excesivo contraste entre las estructuras y el paisaje que la rodea, a través de diferencias considerables de color, forma, escala, línea o textura, es decir, los elementos básicos que lo definen. Desde el inicio de la fase de construcción, los elementos de las estructuras en relación directa con los componentes del paisaje, provocan una intrusión visual. Las estructuras, además de suponer por sí mismas la aparición de un elemento extraño en el paisaje, llevan consigo una serie de actuaciones, como pueden ser la compactación del suelo y la pérdida de la cubierta vegetal, que constituyen una afección clara hacia el entorno.

La apertura de nuevos accesos, tiene menos impacto, integrándose muchos de ellos de nuevo a medida que van siendo reforestados.

2.2.6. Evaluación socio económica

El proyecto de alcantarillado sanitario no traerá ganancias, debido a que la inversión inicial es muy grande y la renta que se puede obtener por la prestación del servicio es pequeña. Esto puede confirmarse con el análisis de la tasa interna de retorno y el valor presente neto.

A pesar de ello, estos proyectos aún no siendo rentables desde el punto de vista económico, si lo son desde el punto de vista de desarrollo humano, considerando el beneficio de manera directa a la salud, ornato y limpieza de la población, que aun sin poder medir con certeza el grado de influencia si es posible inferir y correlacionar directamente la salud con este tipo de proyectos.

2.2.6.1. Valor presente neto y tasa interna de retorno

El determinar el valor presente neto es un método que nos permite tomar decisiones acerca de si una inversión es económicamente viable. En este método, el rango de respuestas se separa solamente en tres opciones de referencia:

$$VPN < 0$$

$$VPN = 0$$

$$VPN > 0$$

Si el resultado es mucho menor que 0, nos indica que el proyecto no es rentable, pues en el tiempo previsto no será posible recuperar la inversión. Si es menor que cero pero cercano a él, se deduce que el proyecto puede ser rentable pero probablemente se pretende obtener una tasa de utilidad muy alta.

Ahora bien, si el valor presente neto es igual a cero, encontramos el punto de equilibrio, donde el proyecto genera el porcentaje de utilidad deseado. Finalmente si el valor presente neto es mayor a cero, la opción es rentable y es probable que el porcentaje de utilidad sea mayor de lo deseado.

La tasa interna de retorno (TIR), es la tasa máxima de utilidad que puede pagarse u obtenerse en la evaluación, gráficamente podemos decir que la TIR es donde el valor de VPN se hace cero en la curva VPN vs. % TIR.

$$VPN = VPN_{beneficio} - VPN_{gastos} = 0$$

$$VPN_{beneficio} = Ingresos \left[\frac{(1 + TIR)^n - 1}{TIR(1 + TIR)^n} \right] + (valor\ de\ rescate) \left[\frac{1}{(1 + TIR)^n} \right]$$

$$VPN_{costo} = P - \left[Egresos + G \left(\frac{1}{TIR} - \frac{n}{(1 + TIR)^n - 1} \right) \right] \left[\frac{(1 + TIR)^n - 1}{TIR(1 + TIR)^n} \right]$$

Donde:

VPN _{beneficio}	Valor presente neto de beneficio
VPN _{costo}	Valor presente neto de costo
n	Vida útil, período de diseño (24 años)
Valor de rescate	Valor que recuperable al terminar el período de diseño (0)
P	Inversión inicial, - (Q 1 820 795,78)
G	Gradiente de egresos (Q 10 000,00 al 10% anual)
Ingresos	272 casas a Q. 45,00 c/u por mes, son Q. 146 880,00/año.

Con ésta información se procede a buscar dos valores de VPN que sean positivo y negativo, para que con ellos nos sea posible interpolar para cuando el VPN sea igual a cero y así hallar el valor de la TIR.

Tenemos entonces que:

$$\text{Para una TIR} = 4,5\%, \text{ el VPN} = 26\ 665,41$$

Para una TIR = 5,0%, el VPN = -59 177,93

Ahora interpolaremos el valor de TIR:

$$TIR = \left[\frac{(4,5 - 5,0)(0 - (-59\ 177,93))}{(26\ 665,41 - (-59\ 177,93))} \right] + 5$$

$$\mathbf{TIR = 4,6553 \%}$$

Ahora bien, si evaluamos el VPN con la TIR recién encontrada tenemos que: VPN = - 678,81, por lo que podemos concluir que el proyecto no es económicamente rentable, aunque desde el punto de vista social si es de gran beneficio para la salud y bienestar de la población.

2.2.7. Presupuesto

El presupuesto queda constituido de la siguiente manera:

Tabla XLVII. Presupuesto del proyecto

1	TRABAJOS PRELIMINARES					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	TOTAL REGLÓN
1.1	Limpieza	1 954,03	mL	Q 11,81	Q 23 082,69	
1.2	Replanteo topográfico	1 954,03	mL	Q 20,14	Q 39 358,23	
1.3	Trazo y nivelación	1 954,03	mL	Q 6,06	Q 11 849,49	Q 74 290,41
2	ESTRUCTURA PRINCIPAL					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
2.1	Colector principal	1 954,03	ml	Q 279,68	Q 546 505,11	
2.2	Pozo de visita promedio de 4m.	13,00	U	Q 8 012,52	Q 104 162,75	
2.3	Pozo de visita promedio de 2m.	35,00	U	Q 4 750,49	Q 166 267,21	
2.4	Conexiones domiciliarias	272,00	U	Q 2 153,41	Q 585 727,67	
						Q 1 402 662,74
3	TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES					
REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	P.U.	SUB-TOTAL	
3.1	Planta de tratamiento (fosa séptica)	4	U	Q 76 676,20	Q 306 704,79	
3.2	Pozo de absorción	6	U	Q 6 189,64	Q 37 137,84	Q 343 842,63

COSTO TOTAL DE LA OBRA	Q	1 820 795,78
-------------------------------	----------	---------------------

Fuente: elaboración propia

2.2.8. Cronograma de actividades

Tabla XLVIII. Cronograma de actividades

DESCRIPCIÓN		M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
1.1	Limpieza	■	■								
1.2	Replanteo topográfico		■	■							
1.3	Trazo y nivelación		■	■	■	■	■	■	■		
2.1	Colector principal				■	■	■	■	■	■	
2.2	Pozo de visita promedio de 4 m.					■	■	■	■	■	
2.3	Pozo de visita promedio de 2 m.				■	■	■	■	■		
2.4	Conexiones domiciliarias					■	■	■	■	■	
2.5	Prueba del sistema								■	■	
3.1	Planta de tratamiento (fosa séptica)									■	■
3.2	Pozo de absorción										■

Fuente: elaboración propia

CONCLUSIONES

1. El diseño del drenaje sanitario de la aldea de San Antonio Chacayá comprende una longitud de 1 954,03 metros lineales con tubería de 6" de 160 psi de presión como colector principal. El sistema comprende 48 pozos de visita, lo cual obedece a la topografía del lugar.
2. El sistema de drenaje tiene un valor de ejecución de Q 1 310 972,96 de costo directo, lo que equivale a un costo directo unitario de Q 670,91 por metro lineal. La cantidad de beneficiarios será de 1 177 personas.
3. El diseño del salón comunal de la aldea de San Antonio Chacayá posee un área a construir de 348,94 metros cuadrados distribuidos en dos niveles, siendo los ambientes principales: el área de eventos socio-culturales, ambiente de talleres para capacitación, oficina de la alcaldía auxiliar y el ambiente de taller en computación.
4. El costo directo total de la construcción del salón comunal asciende a Q 865 666,63 deduciéndose un costo directo unitario por metro cuadrado de Q 2 480,85.
5. El estudio de impacto ambiental da como resultado alteración del medio físico y biótico en la fase de construcción principalmente, como la modificación del relieve, efectos de ruido que pueden alterar el comportamiento de especies locales y el corte de arbolado. Sin embargo, estos efectos serán eliminados totalmente una vez se haya terminado el proyecto y en cuanto al corte de arboles el impacto será

mínimo pues sólo se quitarán los arboles que afecten la línea del colector.

6. Mediante el análisis económico, se estableció que el proyecto del drenaje sanitario presenta una TIR de 4.65% y un VPN de -678.81, por lo que no es económicamente rentable pues no generará ningún ingreso monetario al municipio, pero desde el punto de vista social es sumamente necesario para mejorar las condiciones de vida, sin detrimento de la calidad del agua del lago de Atitlán, pues también se consideró el diseño de fosas sépticas para el tratamiento de las aguas servidas.

RECOMENDACIONES

1. Es de vital importancia que al momento de ejecutar los proyectos, se considere una supervisión adecuada, calificada y sobre todo constante. Para evitar errores y que la calidad de la obra no sea menor de lo que las especificaciones del proyecto indiquen. La supervisión permite entonces un ahorro en tiempo de ejecución y evita pérdidas por errores que conllevan a realizar gastos no considerados en el presupuesto.
2. La oficina municipal de planificación del municipio de Santiago Atitlán debe asegurarse de los costos al momento de realizar el proceso de licitación y construcción. Esto debido a la constante variación de los precios de los materiales de construcción.
3. Si transcurrieran varios años hasta la realización del proyecto del drenaje sanitario, es aconsejable chequear el levantamiento topográfico (replanteo) y asegurarse que las vías y caminamientos y sitios de pozos de visita sigan siendo viables para su disposición en la construcción del proyecto.
4. Realizar un mantenimiento periódico (una vez cada 3 meses por año) de los proyectos para así asegurarse de su buen funcionamiento y así lograr que el tiempo de vida sea mayor o igual al tiempo de diseño.
5. Al momento de realizar la construcción del tramo No.5 del drenaje sanitario, se recomienda fehacientemente que se verifique mediante niveles topográfico a cada 5 metros la cota del colector principal, pues

las pendientes viables son muy bajas y cualquier error en el mismo puede ocasionar el mal funcionamiento del colector.

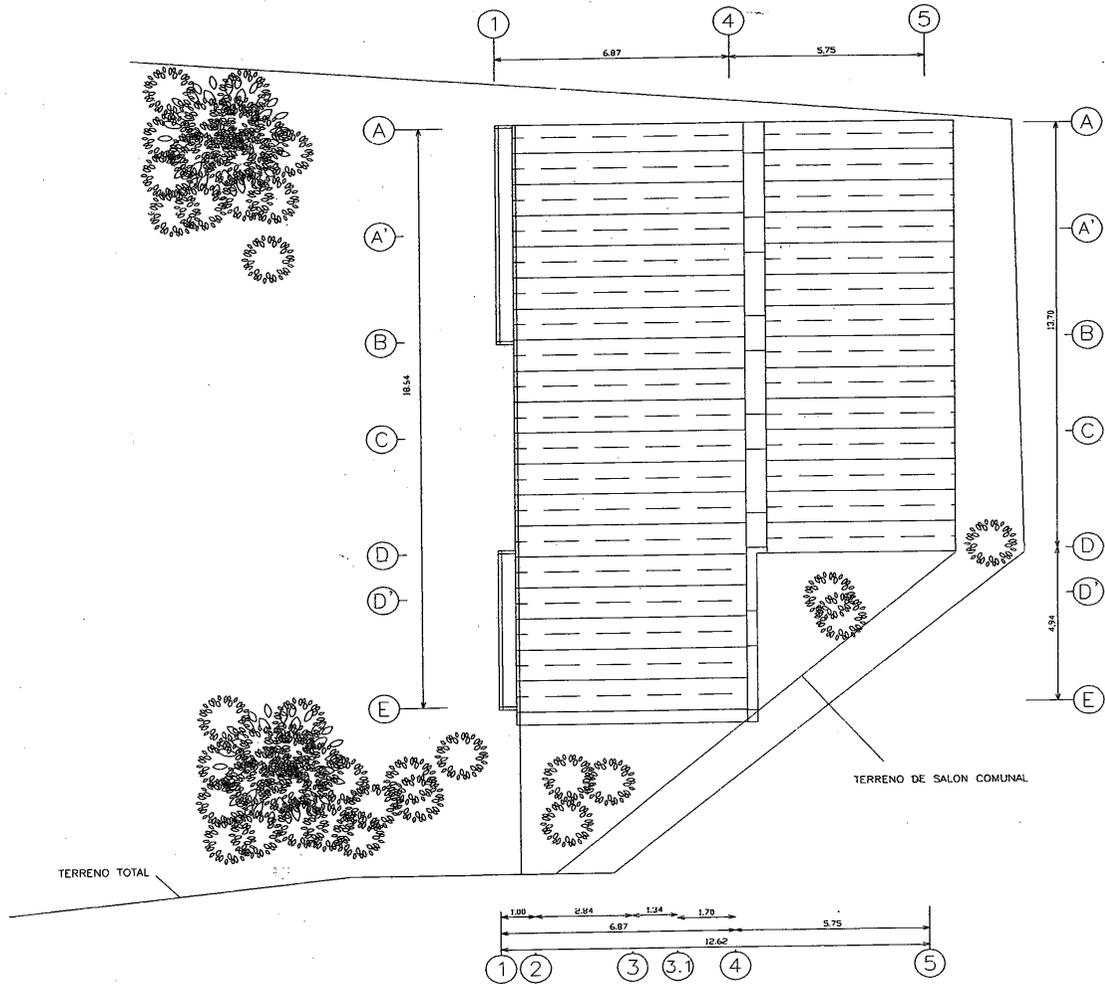
6. En el diseño de las fosas sépticas se estipulo la población a cada 2 años por lo que para hacer más eficiente las fosas se deben construir 4 fosas inicialmente, en el año 8 la fosa No.5 y en el año 18 la fosa No. 6.

BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE (ACI). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)*. ACI. Farmington Hills, Michigan: 2005.
2. ARREAGA CONTRERAS, Elfego Eliud. "Diseño De: Salón Comunal De Dos Niveles Para Aldea San Antonio; Y Carretera Hacia Caserío Las Lajas, Municipio De Jutiapa, Jutiapa". Trabajo de Graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2006.
3. ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA (AGIES). *Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala*. AGIES. Guatemala: AGIES, 2002. 59 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1999. 722 p.
5. INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL (INFOM). *Normas generales para diseño de alcantarillados*. INFOM. Guatemala: INFOM, 2001. 31 p.
6. INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. *Uniform Building Code Volume 2 (UBC)*. International conference of building officials. California: Whittier, 1997. 608p.

7. JUÁREZ LÓPEZ, Carmen Angélica. “Diseño De: Edificio escolar y alcantarillado sanitario, para el caserío Joya Verde, Municipio de Fraijanes, Guatemala”. Trabajo de Graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008.
8. MELI PIRALLA, Roberto. *Diseño estructural*. 2a ed. México: Limusa, 2005. 596 p.
9. NILSON, Arthur H. *Diseño de Estructuras de Concreto*. 13a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2001. 772 p.
10. TUBOVINIL S.A. *Norma ASTM 3034 tubería P.V.C. para alcantarillado sanitario (folleto de información técnica sobre tubería P.V.C)*.TUBOVINIL. Guatemala: TUBOVINIL, 2002. 10 p.

APÉNDICE

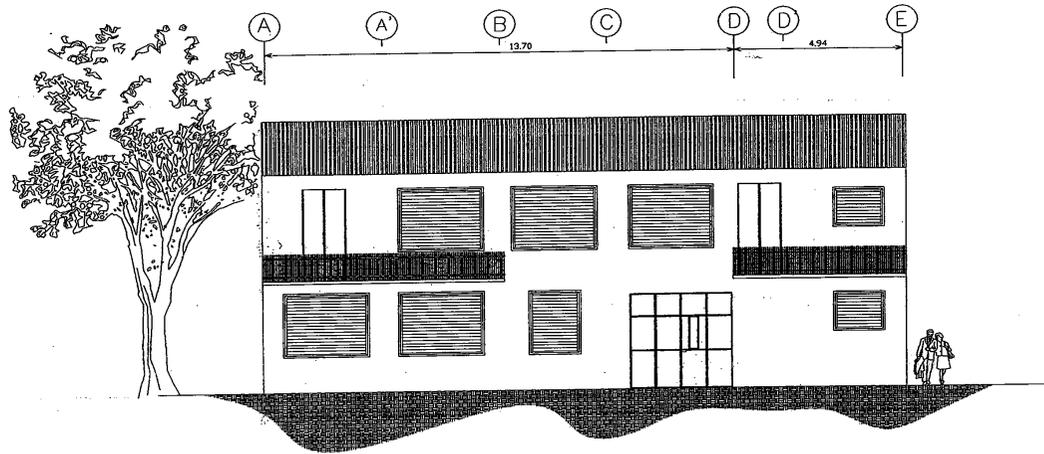


PLANTA GENERAL
SALON COMUNAL
ESC: 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

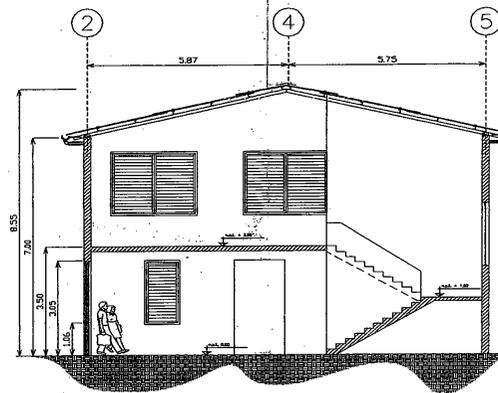
PROYECTO	SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO	PLANTA GENERAL	FECHA:	NOVIEMBRE 2010

	EPS: UNIVERSIDAD DE SANTIAGO ATITLAN, SOLOLA	CÁLCULO:	H. RENATO DEL CID C	HOJA	1
	DISEÑO: H. RENATO DEL CID C	DIBUJO:	H. RENATO DEL CID C		12
ING. SIVAY RODRIGUEZ			H. RENATO DEL CID C. EPESISTA		



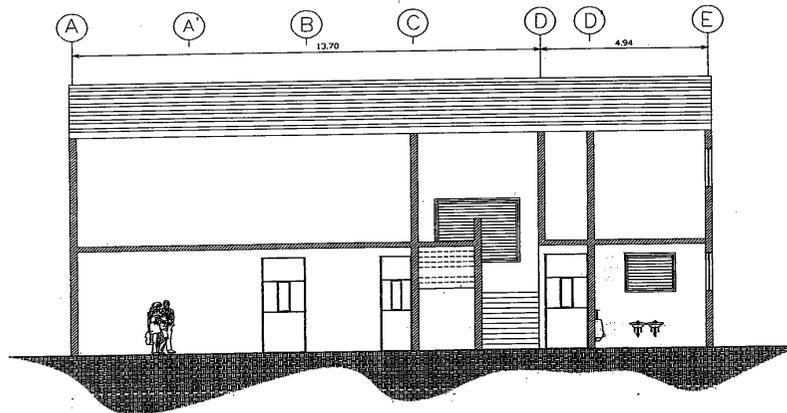
FACHADA
(SALON COMUNAL)

ESC: 1.100



SECCION B-B
(SALON COMUNAL)

ESC: 1.100



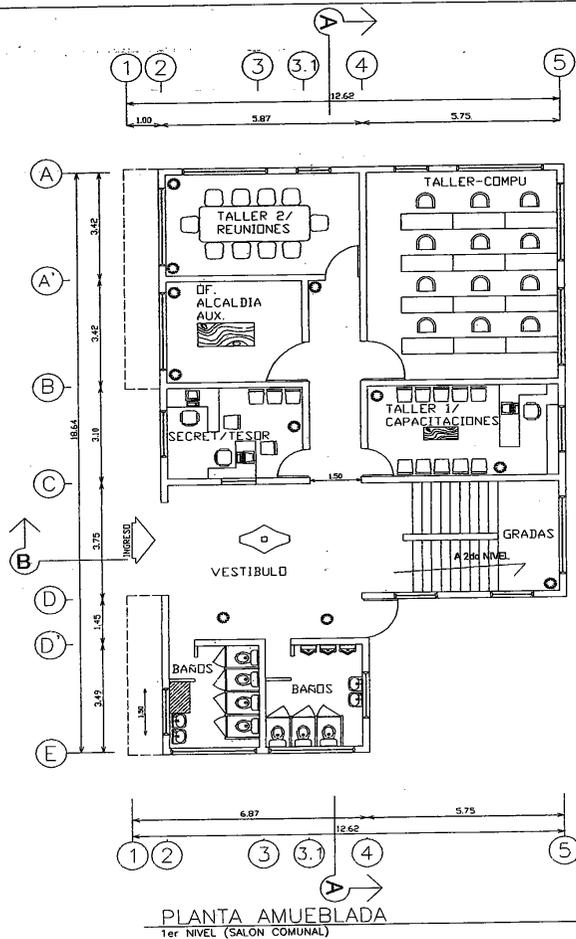
SECCION A-A
(SALON COMUNAL)

ESC: 1.100

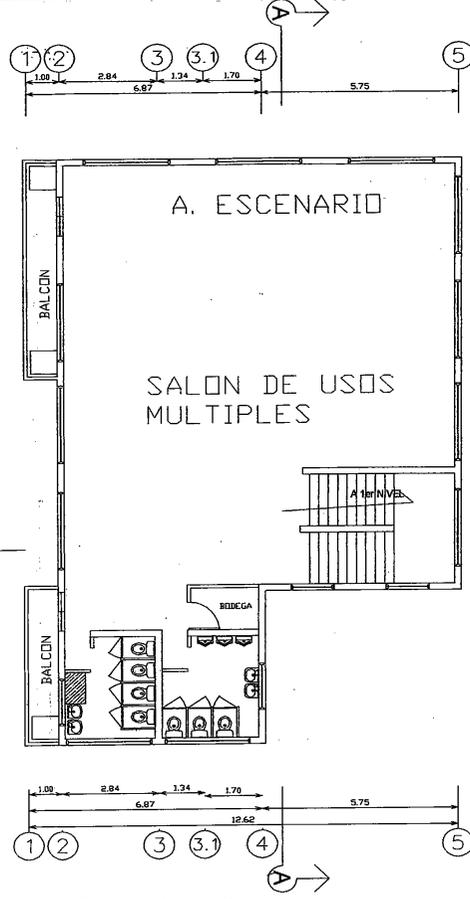
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO	SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO	FACHADA + SECCIONES	FECHA:	NOVIEMBRE 2010

	EPN MUNICIPALIDAD DE SANTO ATEUÁN, SOLOLA	CÁLCULO:	H. RENATO DEL CID C	HOJA
	DISEÑO:	H. RENATO DEL CID C	DIBUJO:	H. RENATO DEL CID C
ING. SILVIO GONZALEZ		H. RENATO DEL CID C. EPESISTA		

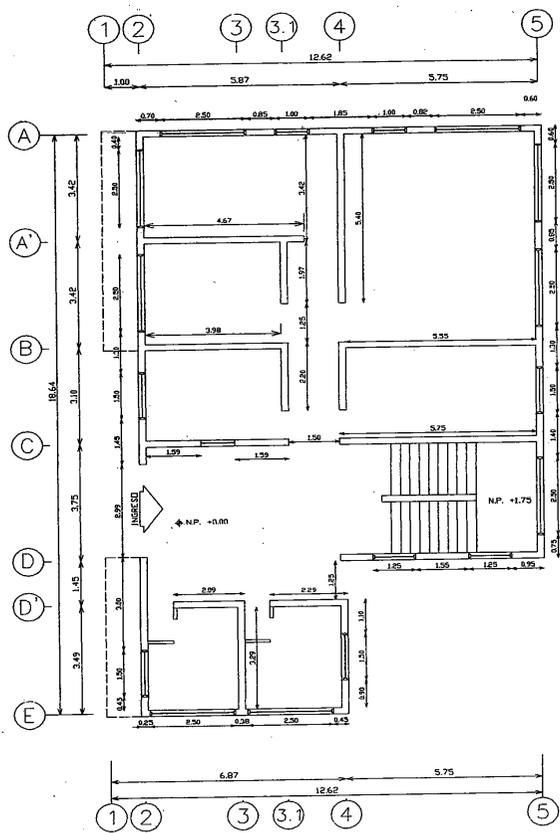


PLANTA AMUEBLADA
1er NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1:100



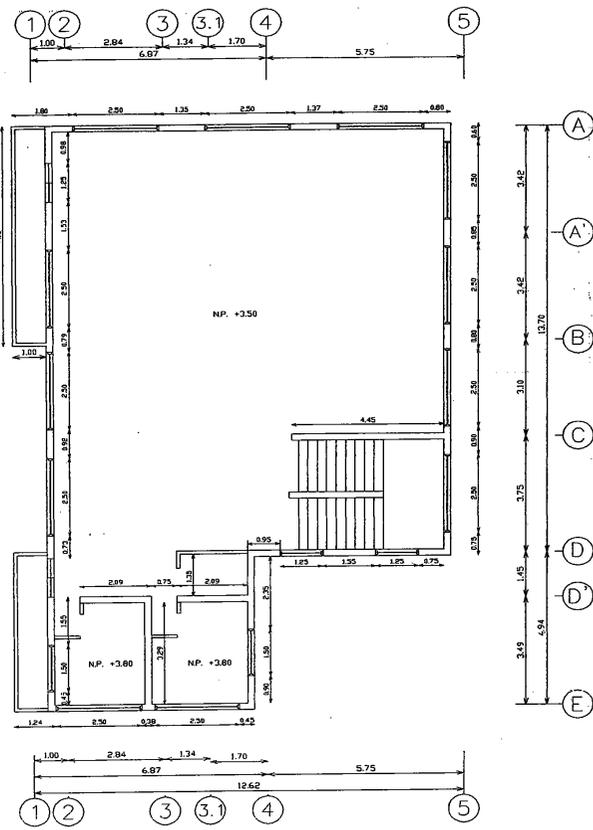
PLANTA AMUEBLADA
2do NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		
PROYECTO	SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO	PLANTA AMUEBLADA	FECHA: NOVIEMBRE 2010
EPS: MUNICIPALIDAD DE SANTO ANTONIO CHACAYA, SOLOLA	CALCULO: H. RENATO DEL CID C	HOJA 7 12
DISEÑO: H. RENATO DEL CID C	DIBUJO: H. RENATO DEL CID C	
 ING. SIBOL ROQUEZ		H. RENATO DEL CID C. EPSISTA



PLANTA ACOTADA
1er NIVEL (SALON COMUNAL)

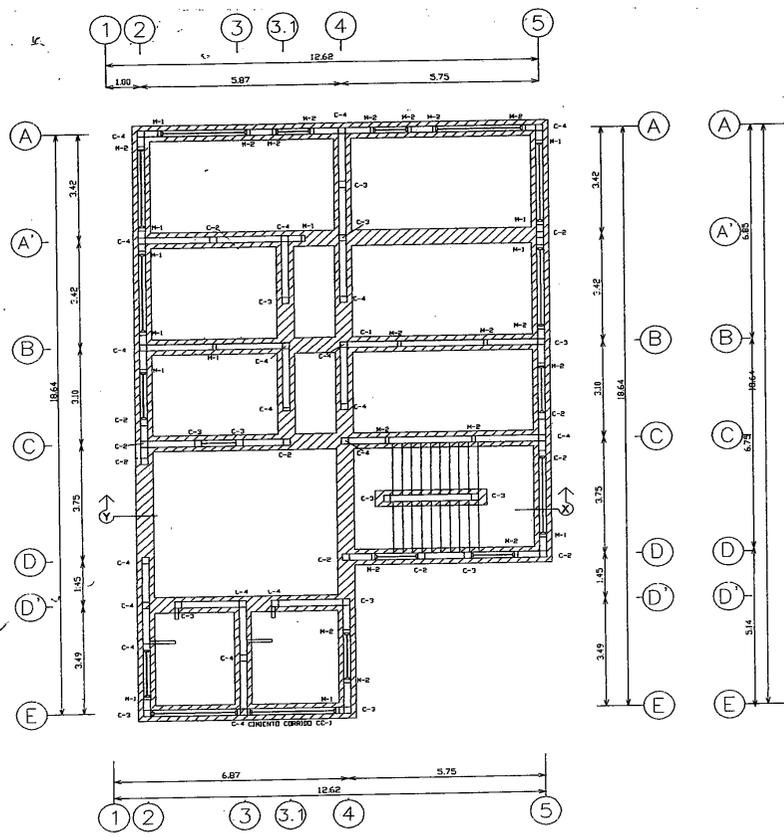
ESC: 1:100



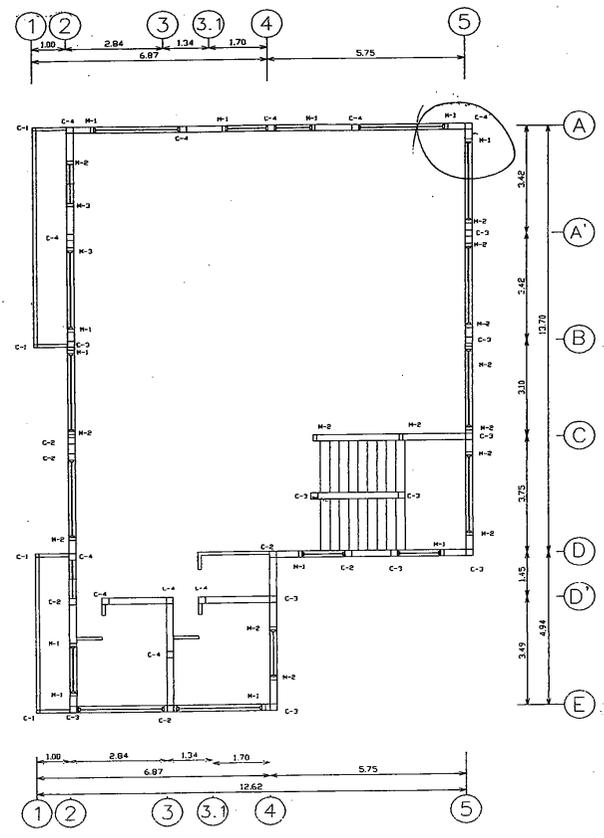
PLANTA ACOTADA
2do NIVEL (SALON COMUNAL)

ESC: 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA			
PROYECTO	SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYÁ	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO	PLANTA ACOTADA	FECHA:	NOVIEMBRE 2010
 EPS MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO CHACAYÁ DISEÑO: H. RENATO DEL CID C. H. RENATO DEL CID C.	CALCULO:	H. RENATO DEL CID C.	HOJA 4 / 12
	DIBUJO:	H. RENATO DEL CID C.	
H. SILVANO BARRUECO H. RENATO DEL CID C.		H. RENATO DEL CID C. EFESSTIA	



PLANTA CIMENTACION + COLUMNAS
ter NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1.100



PLANTA CIMENTACION + COLUMNAS
2do NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1.100

PLANILLA DE COLUMNAS						
COLUMNA	TIPO	DIMENSIONES	REFUERZO	ESTRIBOS	ESLABONES	CANTIDAD
C-1		PN	1 No. 5			1
C-2		0.20x0.20	4 No. 4	Ø 14" @ 0.15		11
C-3		0.20x0.20	4 No. 5	Ø 14" @ 0.15		13
C-4		0.20x0.20	2 No. 3	Ø 14" @ 0.15		17
M-1		0.10x0.20	2 No. 4	Ø 14" @ 0.15		12
M-2		0.10x0.20	2 No. 4	Ø 14" @ 0.15		16
M-3		0.10x0.20	2 No. 6	Ø 14" @ 0.15		2

OBSERVACIONES:
concreto del 3000 psi,
acero grado 40, 2810 kg/cm², y
mampostería de 20x20x40 con f'm=70 kg/cm².
recubrimientos para zapatas y cimiento de 7.5 cms, vigas 4 cms.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

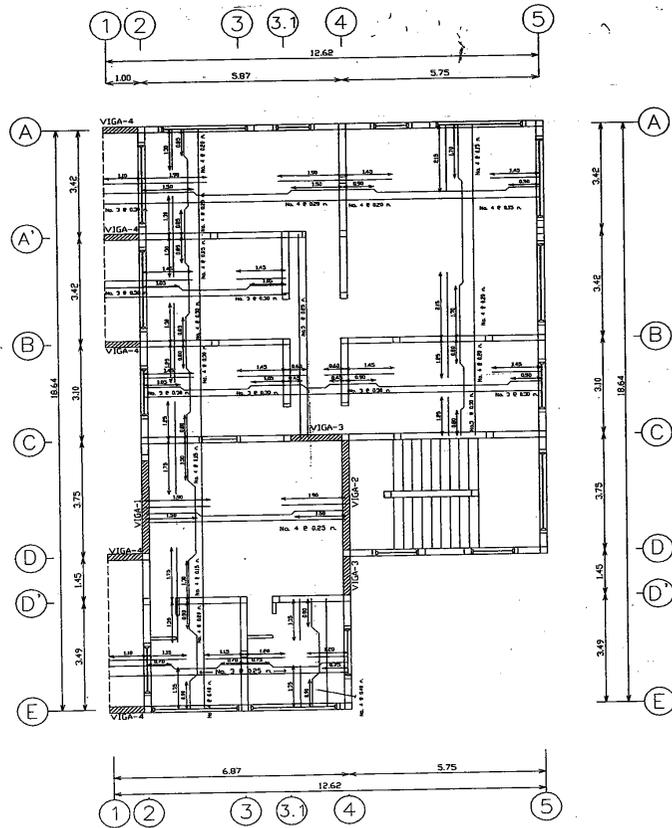
PROYECTO: SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYÁ
CONTENIDO: PLANTA CIMENTOS + COLUMNAS

ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2010

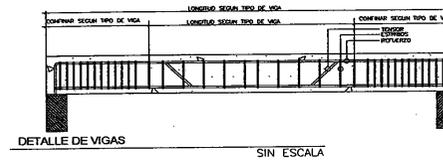
EPS: MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO CHACAYÁ, SOLOLA
DISEÑO: H. RENATO DEL CID C.
ING. SILVIO GONZALEZ

CÁLCULO: H. RENATO DEL CID C.
DIBUJO: H. RENATO DEL CID C.

HOJA: 5 / 12
H. RENATO DEL CID C. EPESISTA



PLANTA ARMADO DE LOSA + VIGAS
1er NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1/100



VIGA TIPO	LONGITUD EN METROS	DISTANCIA CONFINADA EN EXTREMOS	DISTANCIA NO CONFINADA EN EXTREMOS
V-1	3.00	0.10	0.20
V-2	1.00	0.10	0.20
V-4	2.80	0.10	0.20
V-5a	1.50	0.05	0.20
V-5b	2.00	0.10	0.20

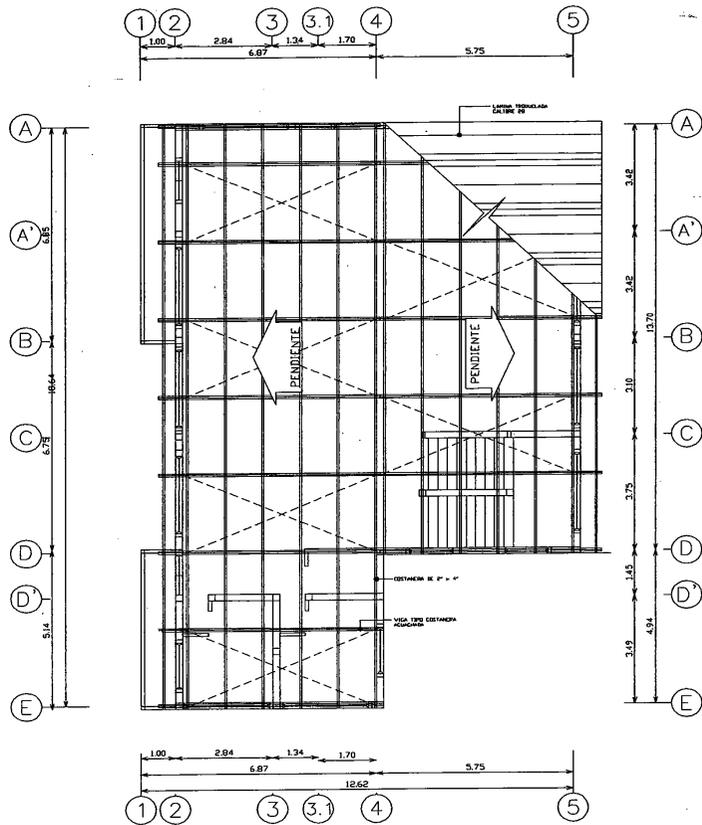
VIGA TIPO	viga L-viga	extremos centro Long.	Basión No.	Varilla de estribos	Zona no confinada	Zona confinada
V1	3	2No.6+1No.5	2No.6+1No.5 1.17	No.3	20	10
V2	3.75	2No.6+3No.6	2No.6+4No.6 1.36	No.4	20	10
V4	1	2No.6 2No.6	0.62	No.3	20	10
V5a	2.5	2No.6+2No.6	2No.6+2No.6 1.05	No.3	15	5
V5a	1.5	2No.6 2No.6	0.80	No.3	20	10
V5b	2.5	2No.6 2No.6	1.05	No.3	15	5

DESCRIPCION	QUANTIDAD
LONGER REFORZADO No. 4	
RELL REFORZADO No. 4 80cm	
RELLER REFORZADO No. 2	

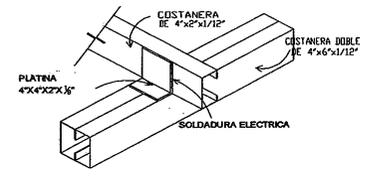
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYA ESCALA: INDICADA
CONTENIDO PLANTA DE LOSA + VIGAS FECHA: NOVIEMBRE 2010

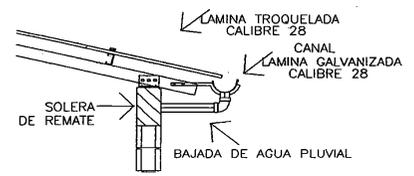
EPS: MUNICIPALIDAD DE SANTIAGO ATITLAN, SOLA
DISEÑO: H. RENATO DEL CID C. CALCULO: H. RENATO DEL CID C. HOJA 5
H. RENATO DEL CID C. DIBUJO: H. RENATO DEL CID C. 12
DR. SILVIO RAMIREZ ASISTENTE H. RENATO DEL CID C. EPELISTA



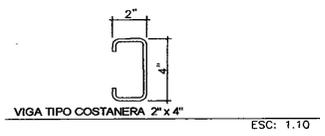
PLANTA DE TECHOS
2do NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1.100



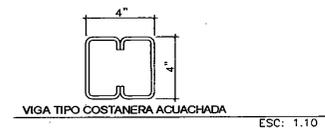
DETALLE DE UNION TENDAL - COSTANERA
ESC: SIN ESCALA



DETALLE DE UNION TENDAL - COSTANERA
ESC: SIN ESCALA



VIGA TIPO COSTANERA 2" x 4"
ESC: 1.10



VIGA TIPO COSTANERA ACUACHADA
ESC: 1.10

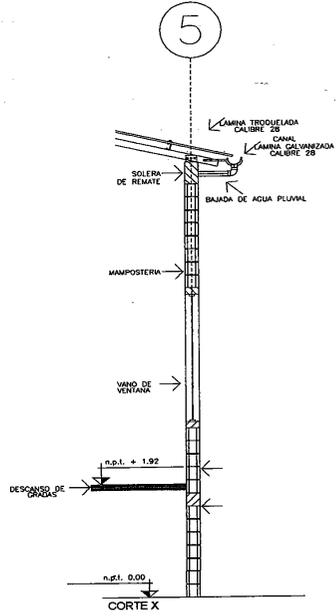
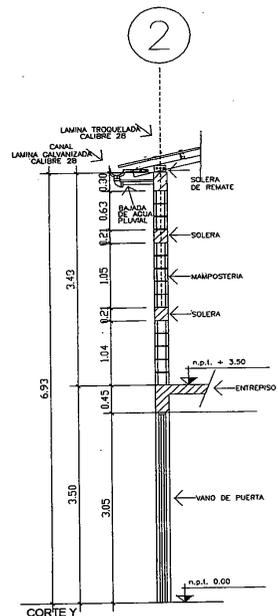
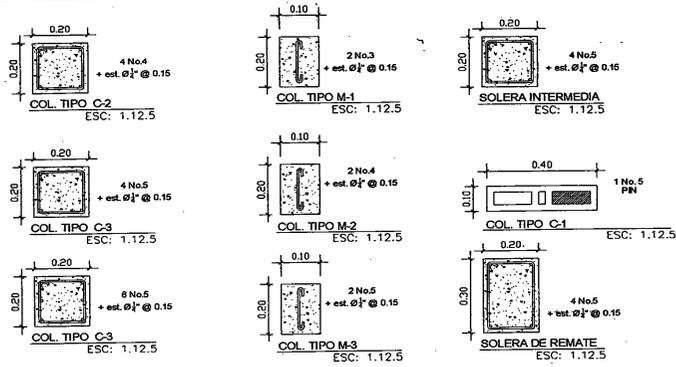
INDICACIONES	
LINEA C	
---	VIGA TIPO COSTANERA ACUACHADA
---	VIGA TIPO COSTANERA 2\"/>

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

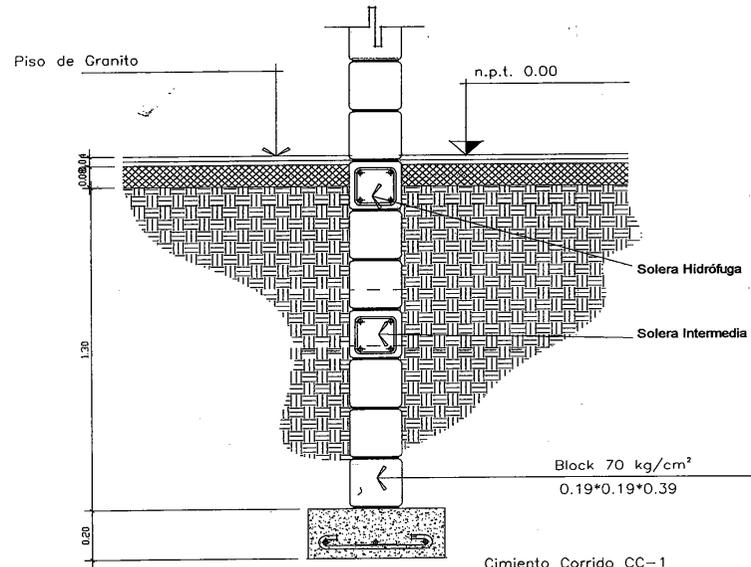
PROYECTO	SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYÁ	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO	PLANTA DE LUZ FUERZA	FECHA:	NOVIEMBRE 2010

	EPS-MUNICIPALIDAD DE SANTIAGO ATITLÁN, GUATEMALA	CALCULO:	H. RENATO DEL CID C	HOJA 7 12
	DISEÑO: H. RENATO DEL CID C	DIBUJO:	H. RENATO DEL CID C	


 H. RENATO DEL CID C.
 EPSISTA



DETALLES ESTRUCTURALES (SALÓN COMUNAL) ESC: 1:12.5

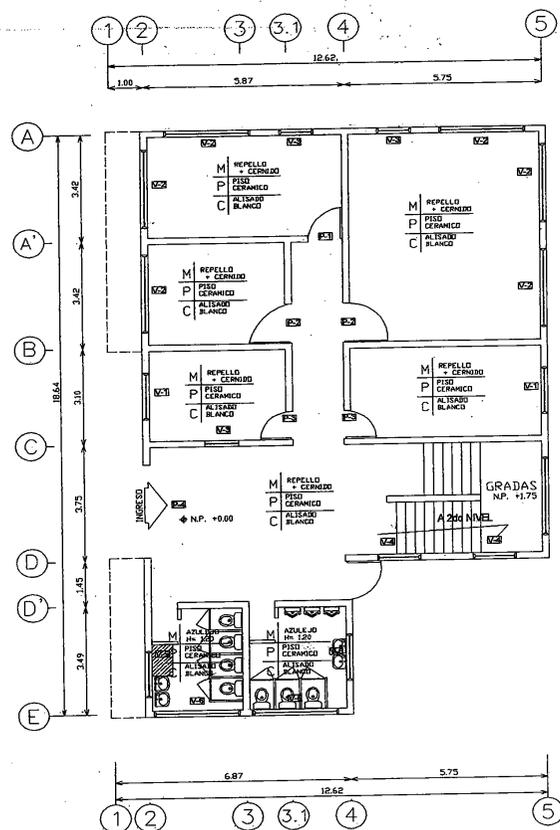


DETALLE DE CIMENTOS CORRIDO ESC: 1:12.5

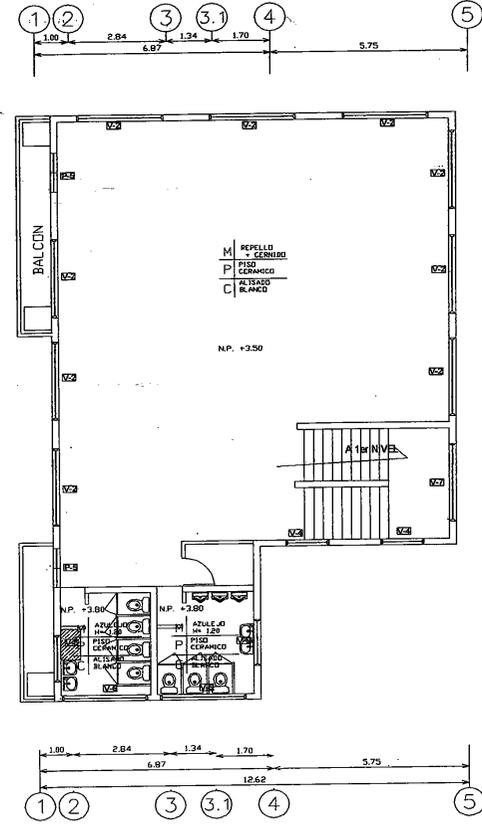
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO	SALÓN COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO	DETALLE DE ESTRUCTURAS	FECHA:	NOVIEMBRE 2010

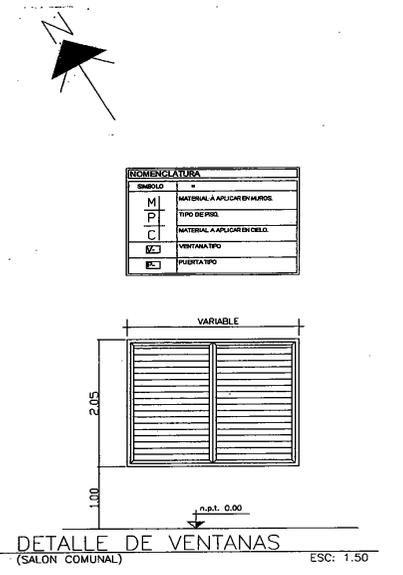
	EP: MUNICIPALIDAD DE SANTO APTAN, SOJOLA DISEÑO: H. RENATO DEL CID C.	CALCULO: H. RENATO DEL CID C. DIBUJO: H. RENATO DEL CID C.	HOJA 8 / 12
	ING. SILVANO SUAREZ H. RENATO DEL CID C. EPESISTA		



PLANTA ACABADOS
1er NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1.100

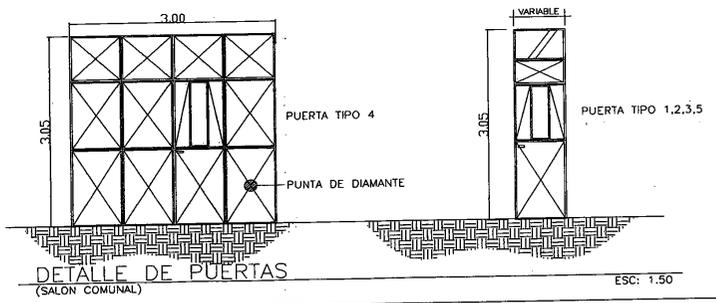


PLANTA ACABADOS
2do NIVEL (SALON COMUNAL) ESC: 1.100



DETALLE DE VENTANAS
(SALON COMUNAL) ESC: 1.50

PLANILLA DE VENTANAS					
TIPO	SILLAR	DINTEL	UNIDADES	ANCHO	ALTO
V-1	0.80	3.30	2	1.50	2.05
V-2	0.80	3.30	9	2.50	2.05
V-3	0.80	3.30	3	1.00	2.05
V-4	0.80	3.30	4	1.25	2.05
V-5	1.80	3.30	4	1.50	0.50
V-6	1.80	3.30	4	2.50	0.50



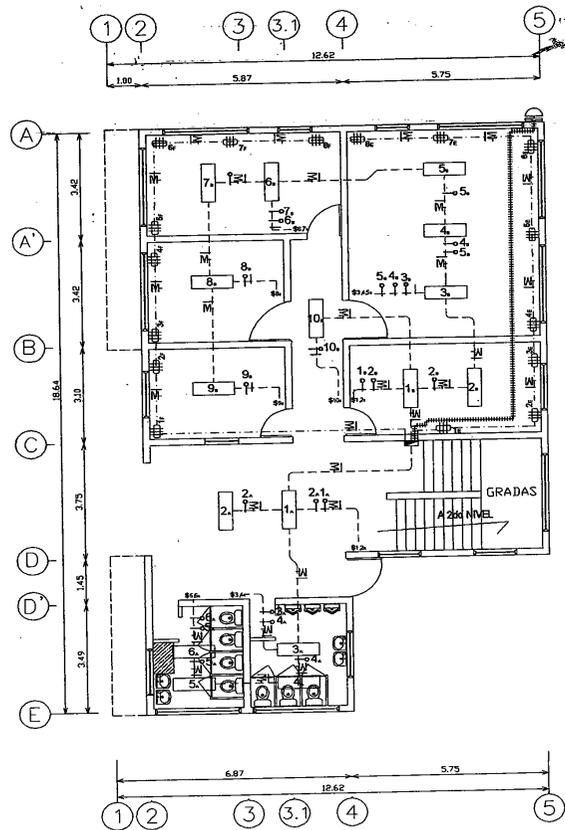
DETALLE DE PUERTAS
(SALON COMUNAL) ESC: 1.50

PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	MATERIAL	
P-1	1.00	3.30	1	METAL	
P-2	1.25	3.30	2	METAL	
P-3	0.80	3.30	2	METAL	
P-4	2.88	3.30	1	METAL	
P-5	1.25	3.30	2	ALUMINIO + VIDRIO	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

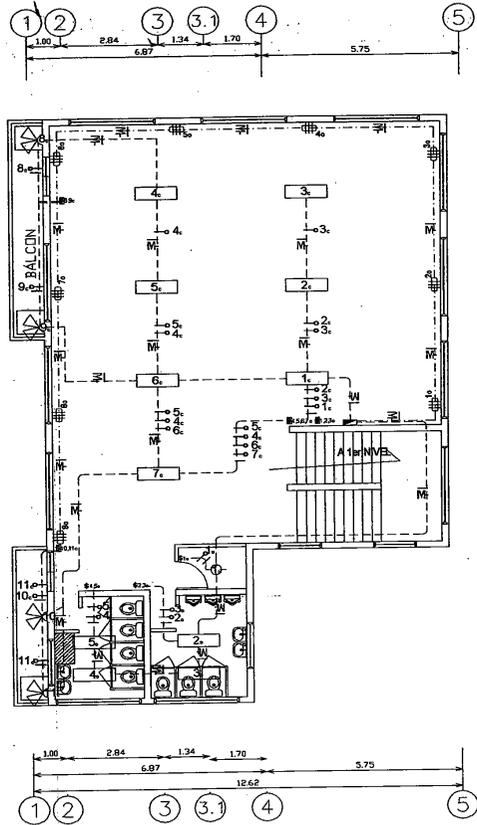
PROYECTO: SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHUCAJA ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS FECHA: NOVIEMBRE 2010

EPS: MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS ATITLAN, SOLDA
DISEÑO: H. RENATO DEL CID C. CÁLCULO: H. RENATO DEL CID C. HOJA: 9 / 12
DIBUJO: H. RENATO DEL CID C.
ING. SILVIA ROSARIO ESPESOR H. RENATO DEL CID C. EPESISTA



PLANTA LUZ Y FUERZA
3er NIVEL (SALON COMUNAL)

ESC: 1:100



PLANTA LUZ Y FUERZA
2do NIVEL (SALON COMUNAL)

ESC: 1:100



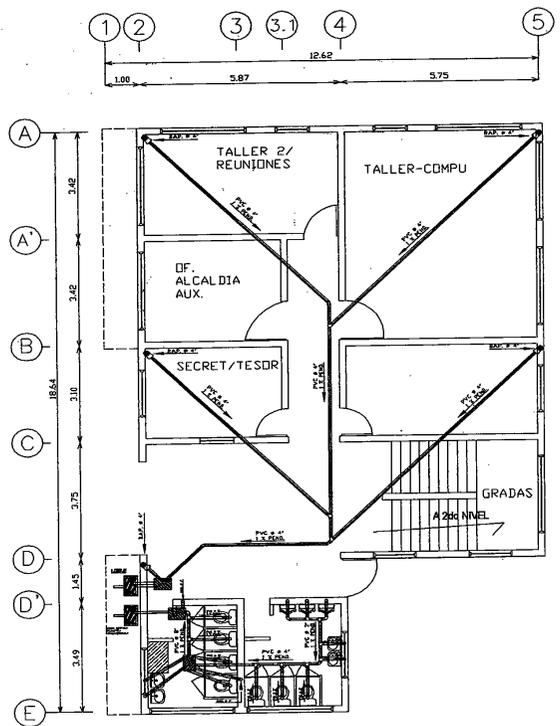
NOMENCLATURA	
	ALAMBRE NEUTRO
	ALAMBRE ACTIVO O POSITIVO
	ALAMBRE RETORNO
	INTERRUPTOR DIFERENCIAL
	CONTADOR ELECTRICOS
	INTERRUPTOR SIMPLE 1x1.25
	INTERRUPTOR DOBLE 1x1.25
	LAMPARA FLUORESCENTE
	LAMPARA EN CIELO (PLAFONER)
	TOMACORRIENTE EN PARED 1x1.50m
	TUBERIA EN PISO O EN PARED
	TUBERIA EN CIELO
	INSTALACION DE CONTADOR ACABADA
	PLIFONES (PISOGRANDES)

PLANILLA DE CIRCUITOS		
CIRCUITO	DESCRIPCION	VALOR
A	ILUMINACION	6 110 w
B	ILUMINACION	9 110 w
C	ILUMINACION	11 110 w
D	ILUMINACION	5 110 w
E	FUERZA	8 220 w
F	FUERZA	8 220 w
G	FUERZA	9 220 w

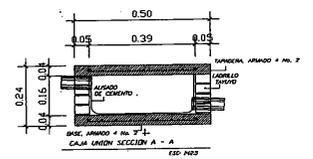
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYA ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA DE LUZ Y FUERZA FECHA: NOVIEMBRE 2010

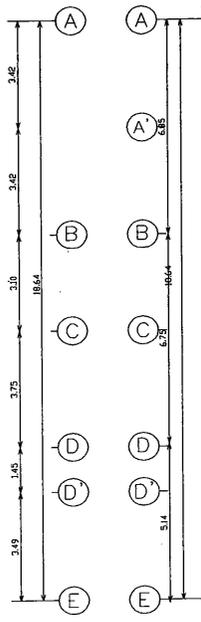
EPS: MUNICIPALIDAD DE SANTIAGO ATITLAN, SOLOLA
DISEÑO: H. RENATO DEL CID C.
CALCULO: H. RENATO DEL CID C.
HOJA: 11 / 12
DIBUJO: H. RENATO DEL CID C.
ING. SIGIFRINO GONZALEZ H. RENATO DEL CID C. EPESISTA



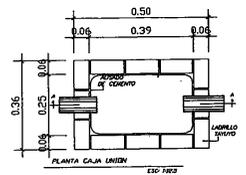
PLANTA DRENAJE SANITARIO + PLUVIAL
1er NIVEL (SALON COMUNAL)
ESC: 1:100



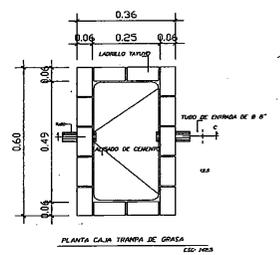
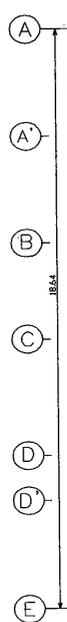
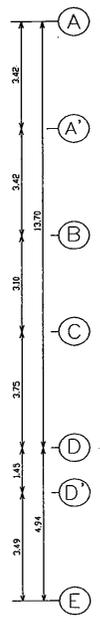
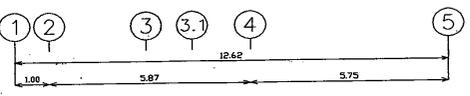
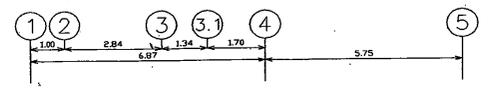
PLANTA CAJA TRAMPA SECCION A - A
ESC: 1:100



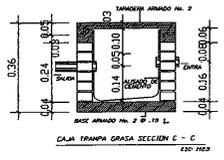
PLANTA DRENAJE SANITARIO + PLUVIAL
2do NIVEL (SALON COMUNAL)
ESC: 1:100



PLANTA CAJA TRAMPA SECCION C - C
ESC: 1:100



PLANTA CAJA TRAMPA DE GRASA
ESC: 1:100



PLANTA CAJA TRAMPA SECCION C - C
ESC: 1:100

INDICATORIA	
	REDES SANITARIAS
	REDES PLUVIALES
	REDES VERTICALES
	REDES HORIZONTALES
	REDES DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES
	CAJAS DE RECOLECCION
	ESCALERAS
	MUR
	VENTANA
	PUERTA
	ESCALERA
	ESCALERA
	ESCALERA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: SALON COMUNAL SAN ANTONIO CHACAYÁ
CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJE SANITARIO + PLUVIAL

ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2010

EPS: MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS, GUATEMALA
DISEÑO: H. RENATO DEL CID C.
CALCULO: H. RENATO DEL CID C.
HOJA: 12 / 12

ING. SILVIO ESCOBAR
H. RENATO DEL CID C.
EPESISTA

COSUMO DE ENERGIA ELECTRICA EN SALON COMUNAL

tipo	circuito	No. De Un.	Elemento	consumo Unitario (Kw)	Coef. De simultaneidad	Consumo Unit. Total (Kw)	horas de uso al dia	KW x h	días al mes	TOTAL (KW X H) al mes
iluminación	A	6	bombilla incandescente	0.00133	1.0	0.00800	8	0.064	24	1.536
iluminación	B	9	bombilla incandescente	0.00133	1.0	0.01200	8	0.096	24	2.304
iluminación	C	11	bombilla incandescente	0.00133	1.0	0.01467	8	0.1173	24	2.816
iluminación	D	5	bombilla incandescente	0.00133	1.0	0.00667	8	0.0533	24	1.28
fuerza	E	8	tomacorriente	0.75	1.0	6.000	9	54	24	1296
fuerza	F	8	tomacorriente	0.3	1.0	2.400	10	24	24	576
fuerza	G	9	tomacorriente	0.6	1.0	5.400	11	59.4	24	1425.6

KW (unitarios) consumidos: 12.8433

$I_p = \text{Potencia consumida} / \text{Tensión}$

62.92 A

Elegimos la corriente nominal (I_n) del interruptor termomagnético, igual o mayor que I_p . Considerando aparatos de mayor consumo como equipos de amplificación y sonido, escogemos entonces $I_n = 100$ A, utilizaremos un interruptor doble de 100 A.

Elegimos la corriente propia del cable (I_c), igual o mayor que I_n , escogemos entonces $I_c = 53.16$, la que corresponde a un cable de sección igual 13.3 mm^2 (calibre 6). Utilizaremos un cable para cada interruptor.

tenemos entonces $I_p \leq I_n \leq I_c$:

$I_p = 62.92 \text{ A}$

$I_n = 100.00 \text{ A}$

$I_c = 106.32 \text{ A}$

Corte Térmico nominal debe ser menor al del conductor.

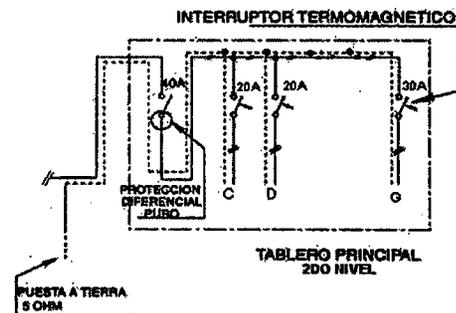
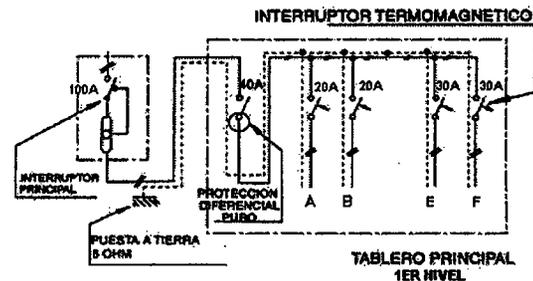
$1.45 \times I_n = 145$

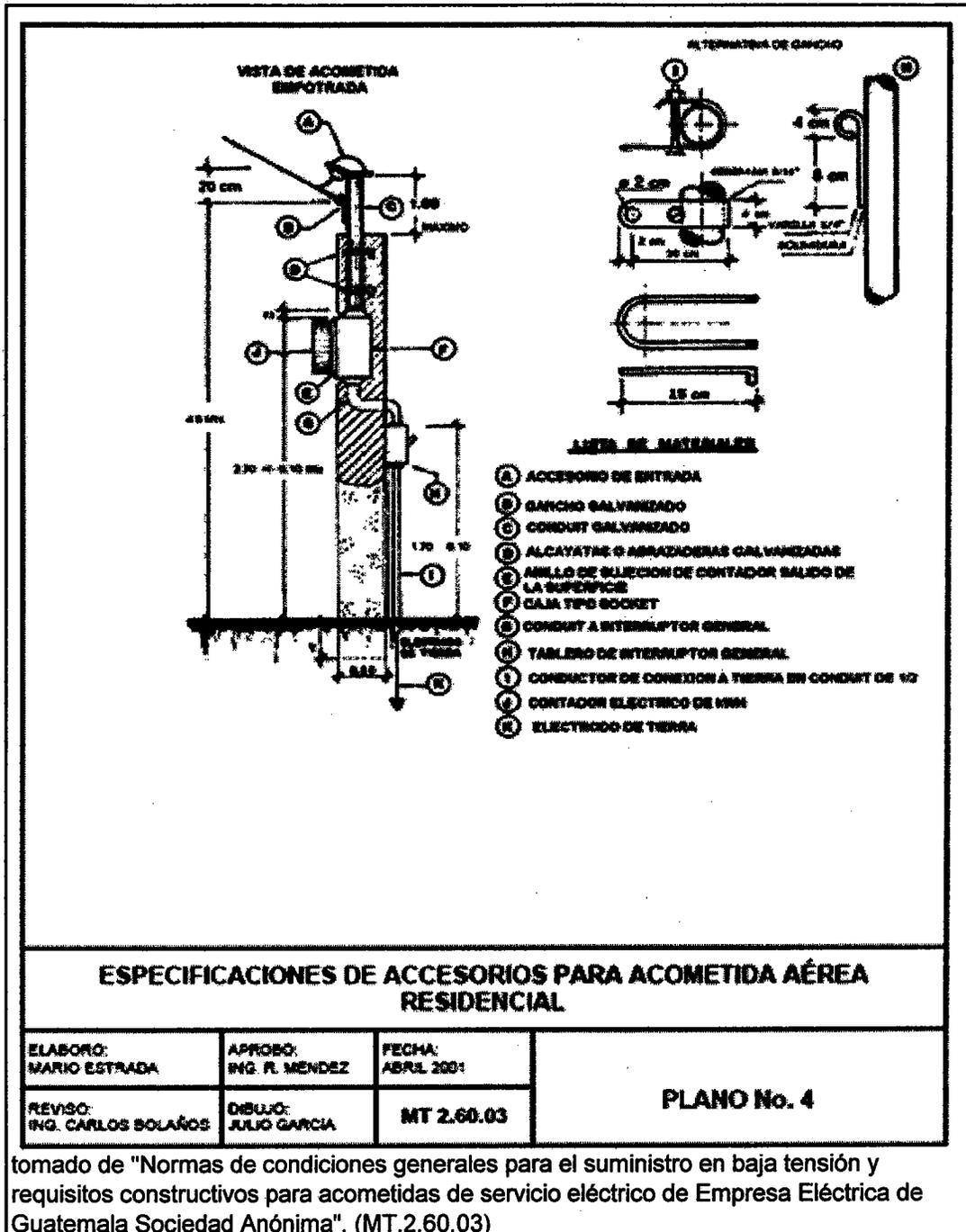
$1.45 \times I_c = 154.16$

La sección del conductor de los circuitos A y B será de 5.3 mm^2 (calibre 10) pues puede cubrir una corriente de 21.2A

Los interruptores termomagnéticos, serán de 20A para los circuitos de iluminación, y de 30A para los circuitos de fuerza.

La puesta a tierra necesaria es de 5 ohms, la cual la obtendremos mediante una varilla de acero-cobre de $D=16\text{mm}$ con 1.5mts. de altura; conectándose al tablero con un cable calibre 6 ó 7.





ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDAL POR EL MÉTODO DE HARDY-CROSS DEL SISTEMA HIDRÁULICO DEL SALON COMUNAL, SAN ANTONIO CHACAYÁ

CIRCUITO	TRAMO	D (")	C _H	L (M)	K	SENTIDO	CAUDAL Q ₀	PERDIDA DE CARGA H _{f0}	H _{f0} /Q ₀	DELTA ΔQ ₀	CAUDAL Q ₁	PERDIDA DE CARGA H _{f1}	H _{f1} /Q ₁	DELTA ΔQ ₁	CAUDAL Q ₂	PERDIDA DE CARGA H _{f2}	H _{f2} /Q ₂	DELTA ΔQ ₂	Δ Q ₀ < 0.01 Q ₀	
										4.9										
1 UNICO	A - B	1.25	120	0.74	0.061194267	1	4.7	1.071745763	0.2280	-1.08309011	3.61690989	0.66013911	0.1825	0.82971972	4.44662961	0.96731519	0.2175	0.005		
2 UNICO	B - C	1.25	120	0.51	0.042174427	1	4.5	0.681541562	0.1515	-1.08309011	3.41690989	0.40951632	0.1198	0.82971972	4.24662961	0.61225354	0.1442	0.005		
3 UNICO	C - D	1.25	120	1.248	0.103203305	1	4.3	1.533240373	0.3566	-1.08309011	3.21690989	0.89630447	0.2786	0.82971972	4.04662961	1.37030265	0.3386	0.005		
4 UNICO	D - E	1.25	120	1.735	0.143475748	1	4.1	1.951769974	0.4760	-1.08309011	3.01690989	1.10654435	0.3668	0.82971972	3.84662961	1.7345115	0.4509	0.005		
5 UNICO	E - F	1.25	120	0.749	0.061938522	1	3.9	0.768122274	0.1970	-1.08309011	2.81690989	0.42076616	0.1494	0.82971972	3.64662961	0.67836026	0.1860	0.005		
6 UNICO	F - G	1.25	120	0.75	0.062021217	2	3.8	0.733060697	0.1929	-1.08309011	2.71690989	0.39407553	0.1450	0.82971972	3.54662961	0.64520775	0.1819	0.005		
7 UNICO	G - H	1.25	120	0.821	0.067892599	1	3.7	0.763827632	0.2064	-1.08309011	2.61690989	0.40246804	0.1538	0.82971972	3.44662961	0.66988802	0.1944	0.005		
8 UNICO	H - I	1.25	120	0.51	0.042174427	1	3.5	0.428129424	0.1223	-1.08309011	2.41690989	0.21581471	0.0893	0.82971972	3.24662961	0.37256304	0.1148	0.005		
9 UNICO	I - J	1.25	120	0.57	0.047136125	1	3.3	0.429145599	0.1300	-1.08309011	2.21690989	0.20558326	0.0927	0.82971972	3.04662961	0.37018622	0.1215	0.005		
10 UNICO	J - K	1.25	120	0.12	0.009923395	1	3.1	0.080478412	0.0260	-1.08309011	2.01690989	0.03633543	0.0180	0.82971972	2.84662961	0.06873415	0.0241	0.005		
11 UNICO	K - L	1.25	120	0.56	0.046309175	1	2.9	0.331973442	0.1145	-1.08309011	1.81690989	0.13977639	0.0769	0.82971972	2.64662961	0.28031698	0.1059	0.005		
12 UNICO	L - M	1.25	120	4.572	0.378081337	1	2.7	2.374697001	0.8795	-1.08309011	1.61690989	0.91971655	0.5688	0.82971972	2.44662961	1.97895748	0.8089	0.005		
13 UNICO	M - N	1.25	120	0.56	0.046309175	1	2.5	0.252264455	0.1009	-1.08309011	1.41690989	0.08823689	0.0623	0.82971972	2.24662961	0.20701427	0.0921	0.005		
14 UNICO	N - O	1.25	120	0.12	0.009923395	1	2.3	0.046329409	0.0201	-1.08309011	1.21690989	0.01426883	0.0117	0.82971972	2.04662961	0.03733214	0.0182	0.005		
15 UNICO	O - P	1.25	120	0.57	0.047136125	1	2.1	0.185977142	0.0886	-1.08309011	1.01690989	0.04862129	0.0478	0.82971972	1.84662961	0.1466076	0.0794	0.005		
16 UNICO	P - Q	1.25	120	0.51	0.042174427	1	1.9	0.138274901	0.0728	-1.08309011	0.81690989	0.02901158	0.0355	0.82971972	1.64662961	0.10610886	0.0644	0.005		
17 UNICO	Q - R	1.25	120	0.821	0.067892599	1	1.7	0.1811977	0.1066	-1.08309011	0.61690989	0.02778001	0.0450	0.82971972	1.44662961	0.134426	0.0929	0.005		
18 UNICO	R - S	1.25	120	0.75	0.062021217	1	1.5	0.13131342	0.0875	-1.08309011	0.41690989	0.01229188	0.0295	0.82971972	1.24662961	0.09325122	0.0748	0.005		
19 UNICO	S - T	1.25	120	0.749	0.061938522	1	1.3	0.100636619	0.0774	-1.08309011	0.21690989	0.00366503	0.0169	0.82971972	1.04662961	0.06738728	0.0644	0.005		
20 UNICO	T - U	1.25	120	1.735	0.143475748	1	1.1	0.171141355	0.1556	-1.08309011	0.01690989	7.5655E-05	0.0045	0.82971972	0.84662961	0.10544146	0.1245	0.005		
28 UNICO	A	A2	1.25	120	0.7	0.057886469	-1	4.7	-1.01381356	-0.2157	-5.78309011	-1.48789739	0.2573	0.82971972	-4.95337039	-1.11723246	0.2255	0.005		
27 UNICO	A2	A1	1.25	120	0.26	0.021500688	-1	4.5	-0.347452561	-0.0772	-5.58309011	-0.51781001	0.0927	0.82971972	-4.75337039	-0.38450804	0.0809	0.005		
26 UNICO	A1	Z	1.25	120	4.572	0.378081337	-1	4.3	-5.616967137	-1.3063	-5.38309011	-8.51125872	1.5811	0.82971972	-4.55337039	-6.24455148	1.3714	0.005		
25 UNICO	Z	Y	1.25	120	0.26	0.021500688	-1	4.1	-0.292484261	-0.0713	-5.18309011	-0.45127531	0.0871	0.82971972	-4.35337039	-0.32679828	0.0751	0.005		
24 UNICO	Y	X	1.25	120	0.7	0.057886469	-1	3.9	-0.717871284	-0.1841	-4.98309011	-1.12966514	0.2267	0.82971972	-4.15337039	-0.80652583	0.1942	0.005		
23 UNICO	X	W	1.25	120	0.76	0.062848166	-1	3.7	-0.707075518	-0.1911	-4.78309011	-1.13698164	0.2377	0.82971972	-3.95337039	-0.79924972	0.2022	0.005		
22 UNICO	W	V	1.25	120	0.25	0.020673739	-1	3.5	-0.209867365	-0.0600	-4.58309011	-0.34559071	0.0754	0.82971972	-3.75337039	-0.23883538	0.0636	0.005		
21 UNICO	U	V	1.25	120	0.25	0.020673739	-1	3.3	-0.188221754	-0.0570	-4.38309011	-0.31820922	0.0726	0.82971972	-3.55337039	-0.21582607	0.0607	0.005		

CHEQUEO DE PRESION

I	(I+1)	C _{T1}	CPZ _(I+1)	HF _(I+1)	P _(I+1)
A	B	1200	1240	-	40.00
A B	1200	1239.03		0.967	39.03
B C	1200	1238.42		0.612	38.42
C D	1200	1237.05		1.370	37.05
D E	1200	1235.32		1.735	35.32
E F	1200	1234.64		0.678	34.64
F G	1200	1233.99		0.645	33.99
G H	1200	1233.32		0.670	33.32
H I	1200	1232.95		0.373	32.95
I J	1200	1232.58		0.370	32.58
J K	1200	1232.51		0.069	32.51
K L	1200	1232.23		0.280	32.23
L M	1200	1230.25		1.979	30.25
M N	1203.9	1230.04		0.207	26.14
N O	1203.9	1230.01		0.087	26.11
O P	1203.9	1229.86		0.147	25.96
P Q	1203.9	1229.75		0.106	25.85
Q R	1203.9	1229.62		0.134	25.72
R S	1203.9	1229.53		0.093	25.63
S T	1203.9	1229.46		0.067	25.56
T U	1203.9	1229.35		0.105	25.45
A A2	1200	1228.24		1.117	28.24
A2 A1	1200	1227.85		0.385	27.85
A1 Z	1200	1221.61		6.245	21.61
Z Y	1203.9	1221.28		0.327	17.38
Y X	1203.9	1220.47		0.807	16.57
X W	1203.9	1219.67		0.799	15.77
W V	1203.9	1219.44		0.239	15.54
U V	1203.9	1219.22		0.216	15.32

$$K = \frac{1.72 \times 10^6 L}{C_H^{1.85} D^{4.866}}$$

$$h_f = KQ^{1.85}$$

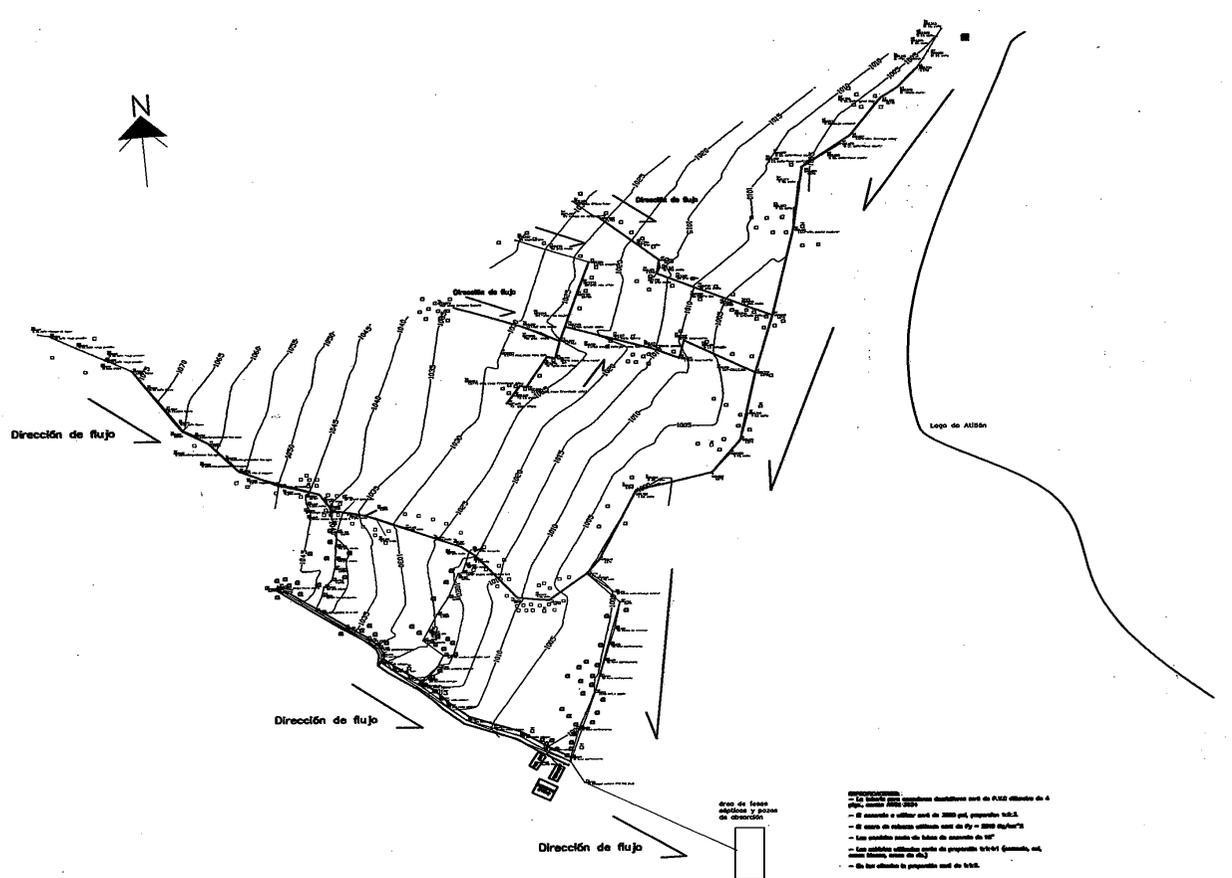
$$\Delta Q = \frac{-\sum h_{f0}}{1.85 \sum \frac{h_{f0}}{Q_0}}$$

ΣH _{f0}	3.2611
ΣH _{f0} /Q ₀	1.6275
DELTA ΔQ ₀	-1.0831

ΣH _{f1}	-7.8677
ΣH _{f1} /Q ₁	5.1256
DELTA ΔQ ₁	0.8297

ΣH _{f2}	0.5126
ΣH _{f2} /Q ₂	5.7733
DELTA ΔQ ₂	-0.0480

De PV	A PV	Cotas de Terreno		DH m	S(%)	casas		Hab. a servir		Fact. Harmon (FH)		Qm		Fqm		q-dis (l/s)		diametro (plg)	S (%) tubo	Sección Llena		Rel. v/V		Rel. d/D		0.4 ≤ v ≤ 4.0		Cota Invert		Prof. De PV		DH efectiva	Excavación m³	
		Inicio	Final			loc	acum	actual	futuro	actual	futuro	actual	futuro	actual	futuro	actual	futuro			Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Salida	Entrada			Inicial
TRAMO 1																																		
PV-1	PV-2	1048.778	1047.690	10.520	10.34	5	29	45.88	4.357	4.322	0.053	0.085	0.002	0.002	0.253	0.397			3.922162729	71.55	0.004	0.006	0.233	0.267	0.043	0.053	0.913	1.046	1047.335	1046.113	1.552	1.757	9.274	9.207
PV-3.1	PV-3	1042.322	1041.055	33.308	3.80	7	40	63.29	4.333	4.293	0.074	0.117	0.002	0.002	0.347	0.543			2.264461707	41.31	0.008	0.013	0.301	0.348	0.064	0.08	0.683	0.788	1048.920	1039.587	1.552	1.648	32.062	30.780
PV-2	PV-3	1047.690	1041.055	20.784	31.92	8	46	72.78	4.322	4.279	0.085	0.134	0.002	0.002	0.398	0.623			6.201483788	113.12	0.004	0.006	0.233	0.267	0.043	0.053	1.444	1.655	1046.083	1039.848	1.757	1.648	19.538	19.955
PV-3	PV-4	1041.055	1028.975	49.600	24.36	14	80	126.57	4.269	4.214	0.148	0.233	0.002	0.002	0.683	1.067			5.546775725	101.18	0.007	0.011	0.283	0.325	0.058	0.072	1.569	1.804	1039.557	1027.653	1.648	1.501	48.354	45.681
PV-4	PV-5	1028.975	1025.439	10.785	32.79	14	80	126.57	4.269	4.214	0.148	0.233	0.002	0.002	0.683	1.067			6.698368063	122.19	0.006	0.009	0.267	0.308	0.053	0.066	1.787	2.060	1027.623	1023.849	1.501	1.770	9.539	9.362
PV-6.2	PV-6.1	1025.976	1022.020	17.300	22.87	22	125	197.77	4.216	4.150	0.231	0.365	0.002	0.002	1.054	1.641			5.661154268	103.27	0.010	0.016	0.322	0.367	0.071	0.087	1.825	2.079	1024.574	1020.249	1.552	1.951	16.054	16.874
PV-6.1	PV-6	1022.020	1018.008	27.018	14.85	24	136	215.17	4.205	4.136	0.251	0.397	0.002	0.002	1.144	1.780			4.38511124	79.99	0.014	0.022	0.356	0.409	0.083	0.103	1.562	1.792	1020.219	1016.166	1.951	2.021	25.772	30.714
PV-5	PV-6	1025.439	1018.008	29.047	25.58	27	153	242.07	4.188	4.117	0.282	0.447	0.002	0.002	1.282	1.993			5.661154268	103.27	0.012	0.019	0.342	0.391	0.078	0.096	1.938	2.213	1023.819	1016.557	1.770	2.021	27.801	31.622
PV-6	PV-7	1018.008	1007.507	42.017	24.99	29	165	261.06	4.177	4.104	0.304	0.482	0.002	0.002	1.379	2.143			5.661154268	103.27	0.013	0.021	0.348	0.399	0.08	0.099	1.970	2.257	1016.136	1005.632	2.021	2.055	40.771	49.860
PV-7	PV-8	1007.507	998.592	75.000	11.89	43	244	386.05	4.115	4.029	0.450	0.712	0.002	0.002	2.008	3.111			3.580428335	65.31	0.031	0.048	0.450	0.513	0.12	0.148	1.611	1.835	1005.602	998.102	2.055	2.727	73.754	105.804
TRAMO 2																																		
PV-9	PV-10	1091.637	1077.089	66.900	21.75	3	17	26.90	4.390	4.362	0.031	0.050	0.002	0.002	0.149	0.235			5.31063344	96.87	0.002	0.002	0.180	0.207	0.029	0.036	0.955	1.101	1090.235	1075.517	1.5524	1.752	65.654	65.092
PV-10	PV-11	1077.089	1064.943	55.358	21.94	3	17	26.90	4.390	4.362	0.031	0.050	0.002	0.002	0.149	0.235			5.31063344	96.87	0.002	0.002	0.180	0.207	0.029	0.036	0.955	1.101	1075.487	1063.308	1.7524	1.815	54.112	57.914
PV-11	PV-12	1064.943	1055.278	46.888	20.61	4	23	36.39	4.372	4.341	0.042	0.067	0.002	0.002	0.201	0.316			5.06349031	92.37	0.002	0.003	0.200	0.229	0.034	0.042	1.011	1.161	1063.278	1053.9	1.815	1.558	45.642	46.184
PV-12	PV-13	1055.278	1043.357	56.304	21.17	16	91	143.98	4.255	4.197	0.168	0.266	0.002	0.002	0.774	1.208			5.188533591	94.65	0.008	0.013	0.301	0.345	0.064	0.079	1.564	1.791	1059.87	1042.046	1.558	1.491	55.058	50.351
PV-13	PV-14	1043.357	1039.195	14.470	28.76	20	114	180.37	4.228	4.164	0.210	0.333	0.002	0.002	0.964	1.502			6.097249747	111.22	0.009	0.014	0.305	0.351	0.065	0.081	1.857	2.139	1042.016	1037.82	1.491	1.555	13.224	12.082
PV-15.1	PV-15	1041.258	1036.858	25.434	17.30	26	148	234.16	4.193	4.122	0.273	0.432	0.002	0.002	1.241	1.931			6.668307402	85.16	0.015	0.023	0.359	0.411	0.084	0.104	1.676	1.920	1039.856	1035.532	1.5524	1.506	24.188	22.194
PV-14	PV-15	1039.195	1036.858	6.943	33.66	29	165	261.06	4.177	4.104	0.304	0.482	0.002	0.002	1.379	2.143			6.201483788	113.12	0.012	0.019	0.340	0.388	0.077	0.095	2.106	2.408	1037.79	1035.707	1.555	1.506	5.697	5.232
PV-15	PV-16	1036.858	1028.490	42.270	19.80	36	204	322.76	4.145	4.065	0.376	0.595	0.002	0.002	1.691	2.624			5.06349031	92.37	0.018	0.028	0.383	0.438	0.093	0.115	1.940	2.218	1035.502	1027.048	1.506	1.622	41.024	38.501
PV-17.1	PV-17.2	1021.89	1018.765	20.101	15.55	39	221	349.66	4.132	4.049	0.408	0.645	0.002	0.002	1.826	2.832			4.38511124	79.99	0.023	0.035	0.411	0.468	0.104	0.128	1.803	2.054	1020.888	1017.472	1.5524	1.473	18.855	17.111
PV-17.2	PV-17	1018.765	1020.071	14.972	-8.72	42	238	376.55	4.120	4.034	0.439	0.695	0.002	0.002	1.961	3.038			1.0741285	19.59	0.100	0.155	0.638	0.726	0.213	0.266	0.686	0.780	1017.482	1017.308	1.473	2.943	13.726	18.184
PV-17	PV-18	1020.071	1010.695	40.980	22.88	53	300	474.65	4.078	3.986	0.553	0.876	0.002	0.002	2.447	3.784			5.06349031	92.37	0.026	0.041	0.431	0.491	0.112	0.138	2.182	2.486	1017.278	1009.082	2.943	1.793	39.734	56.451
PV-18	PV-19	1010.695	1007.056	21.000	17.33	65	368	582.23	4.039	3.939	0.679	1.074	0.002	0.002	2.973	4.587			6.668307402	85.16	0.035	0.054	0.466	0.531	0.127	0.157	2.176	2.481	1009.052	1005.482	1.793	1.754	19.754	21.024
PV-19	PV-20	1007.056	999.905	36.113	19.80	71	402	636.03	4.021	3.918	0.742	1.173	0.002	0.002	3.233	4.984			4.38511124	79.99	0.040	0.062	0.489	0.556	0.137	0.169	2.143	2.437	1005.452	1000.035	1.754	2.590	34.867	45.441
TRAMO 3																																		
PV-21.1	PV-21	1027.841	1025.229	57.512	4.19	9	51	80.69	4.313	4.268	0.094	0.149	0.002	0.002	0.440	0.689			2.264461707	41.31	0.011	0.017	0.325	0.373	0.072	0.089	0.737	0.844	1026.239	1023.938	1.5524	1.836	56.266	57.202
PV-21.2	PV-21	1033.879	1025.229	74.200	11.66	10	57	90.18	4.303	4.256	0.105	0.166	0.002	0.002	0.491	0.768			3.922162729	71.55	0.007	0.011	0.286	0.325	0.059	0.072	1.122	1.276	1022.477	1023.573	1.5524	1.836	72.954	74.168
PV-22	PV-23	1035.782	1022.536	51.000	25.97	5	29	45.88	4.357	4.322	0.053	0.085	0.002	0.002	0.253	0.397			5.773267217	105.31	0.002	0.004	0.207	0.236	0.036	0.044	1.197	1.365	1034.38	1021.12	1.5524	1.596	49.754	47.000
PV-23	PV-24	1022.536	1021.743	49.346	1.61	9	51	80.69	4.313	4.268	0.094	0.149	0.002	0.002	0.440	0.689			1.601216229	29.21	0.015	0.024	0.362	0.414	0.095	0.105	0.579	0.662	1021.09	1020.10	1.596	1.900	48.100	50.459
PV-21	PV-24	1025.229	1021.743	11.000	31.69	19	108	170.87	4.234	4.172	0.199	0.315	0.002	0.002	0.915	1.426			6.404864916	116.83	0.008	0.012	0.298	0.340	0.063	0.077	1.911	2.175	1023.543	1020.02	1.836	1.900	9.754	10.935
PV-24	PV-25	1021.743	1011.444	78.718	13.08	39	221	349.66	4.132	4.049	0.408	0.645	0.002	0.002	1.826	2.832			4.082316398	74.47	0.025	0.038	0.419	0.480	0.107	0.133	1.709	1.959	1019.99	1009.76	1.900	1.865	77.472	87.508
PV-25	PV-26	1011.444	1008.937	13.078	19.17	40	227	359.15	4.127	4.044	0.414	0.662	0.002	0.002	1.874	2.905			4.38511124	79.99	0.023	0.036	0.414	0.473	0.105	0.13	1.814	2.074	1009.73	1007.77	1.865	1.949	11.832	

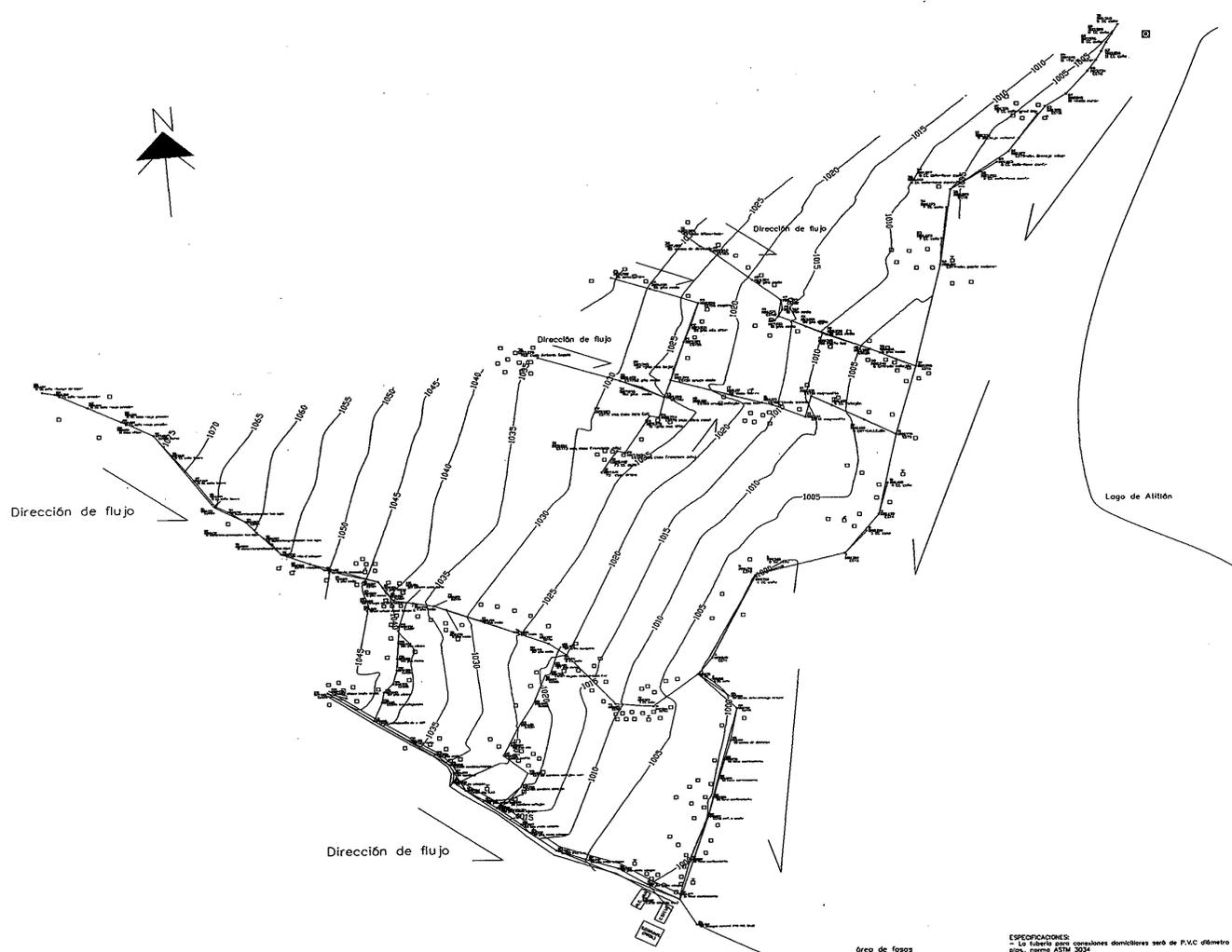


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA ESCALA: 1:1000
 CONTENIDO: DENSIDAD DE PUEBLACION FECHA: NOVIEMBRE 2010

EPIS MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO CHACAYA	CÁLCULO: H. REINATO DEL CID C	HQIA
DISEÑO: H. REINATO DEL CID C	DIBUJO: H. REINATO DEL CID C	1

H. REINATO DEL CID C
ESPESISTA

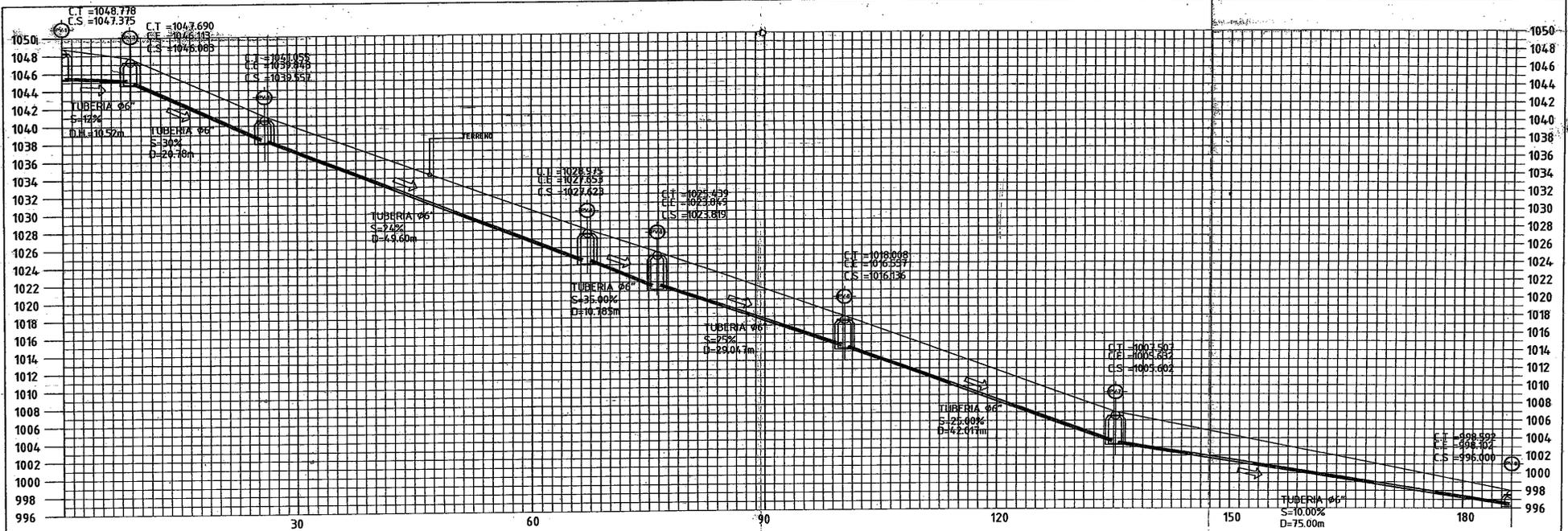


- ESPECIFICACIONES**
- Lo liberado para conexiones domiciliarias será de P.V.C diámetro de 4 sigs. norma ASTM 3034.
 - El concreto a utilizar será de 3000 psi, proporción 1:2:3.
 - El acero de refuerzo utilizado será de $F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.
 - Las candeles serán de tubos de concreto de 16".
 - Las juntas utilizadas serán de proporción 1:1:1 (cemento, ool. arená lábilis, arená de río.)
 - En los atizados la proporción será de 1:1:2.

Área de fosas sépticas y pozos de absorción

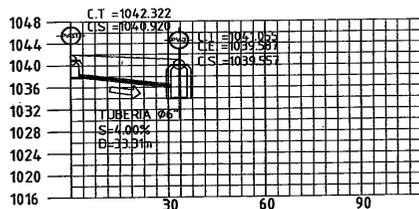
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHAYÁ	ESCALA	1:2500
CONTENIDO	PLANO DE OBRAS	FECHA	NOVIEMBRE 2010
EPS MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS A. GUATEMALA	CÁLCULO	H. REYNATO DEL CID C	HOJA
DISEÑO	H. REYNATO DEL CID C	DIBUJO	H. REYNATO DEL CID C
JM. BROWN GONZALEZ	H. REYNATO DEL CID C	EPRESENTA	

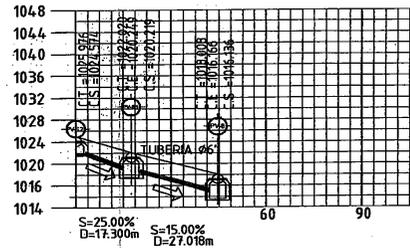


PERFIL TRAMO 1 (PV1 - PV8)
DRENAJE CHACAYA

ESCALA H/ 1.250 V/ 1.200



PERFIL TRAMO 1 (PV3.1 - PV3)
DRENAJE CHACAYA ESCALA H/ 1.750 V/ 1.200

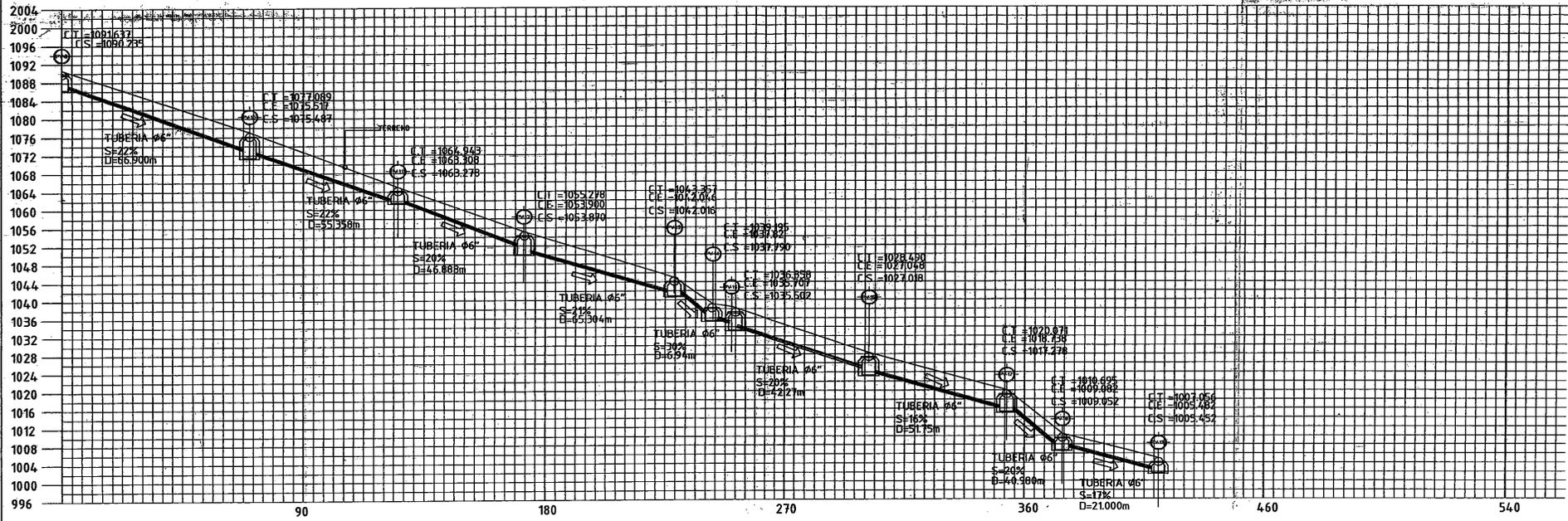


PERFIL TRAMO 1 (PV6.2 - PV6)
DRENAJE CHACAYA ESCALA H/ 1.750 V/ 1.200

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

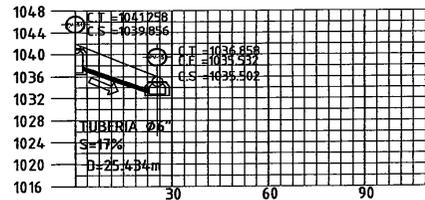
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	PERFILES TRAMO 1	FECHA	NOVIEMBRE 2010
EPSH - MUNICIPALIDAD DE SANITARIA ATITLAN, GUATEMALA DIRECTOR: H. RENATO DEL CID C.		CÁLCULO	H. RENATO DEL CID C.
DIRECTOR GENERAL: H. RENATO DEL CID C.		HOJA	3 / 8


 H. RENATO DEL CID C.
 INGENIERO



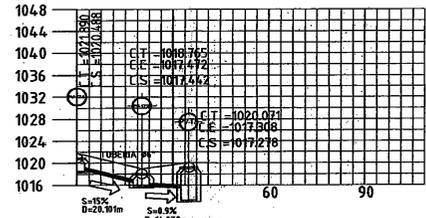
PERFIL TRAMO 2 (PV9 - PV20)
DRENAJE CHACAYA

ESCALA H/ 1.750 V/ 1.400



PERFIL TRAMO 2 (PV3.1 - PV3)
DRENAJE CHACAYA

ESCALA H/ 1.750 V/ 1.200



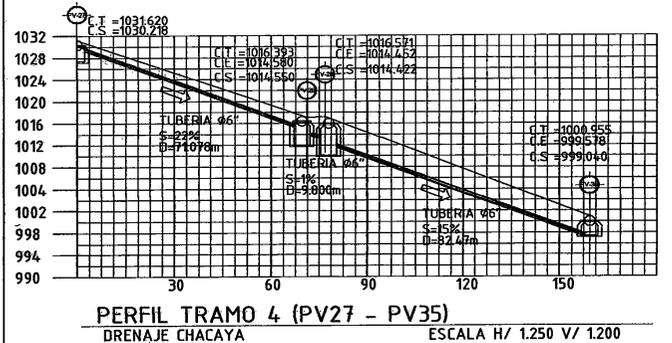
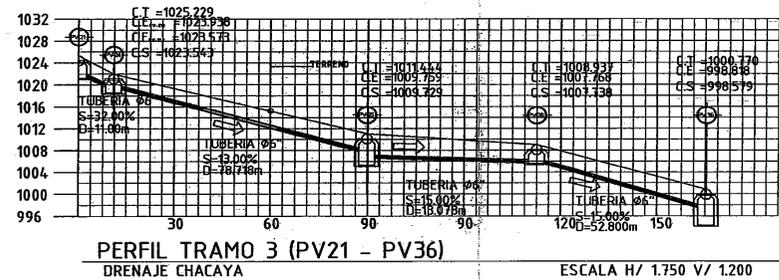
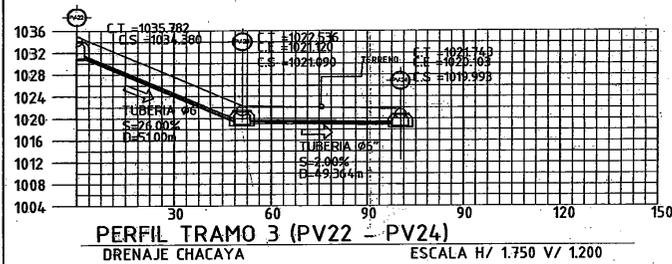
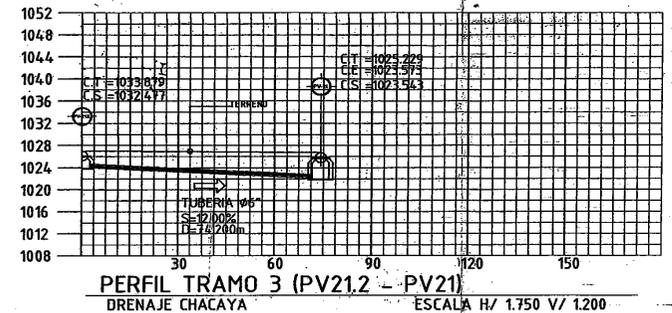
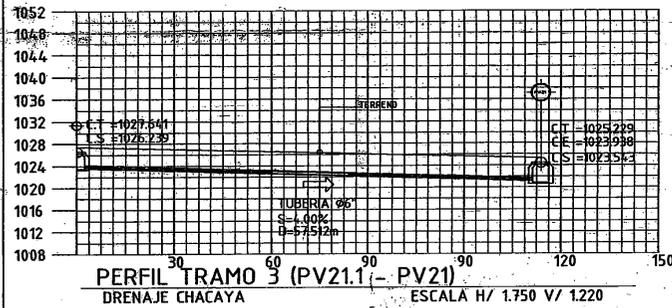
PERFIL TRAMO 2 (PV6.2 - PV6)
DRENAJE CHACAYA

ESCALA H/ 1.750 V/ 1.200

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	PERFILES TRAMO 2	FECHA	NOVIEMBRE 2010

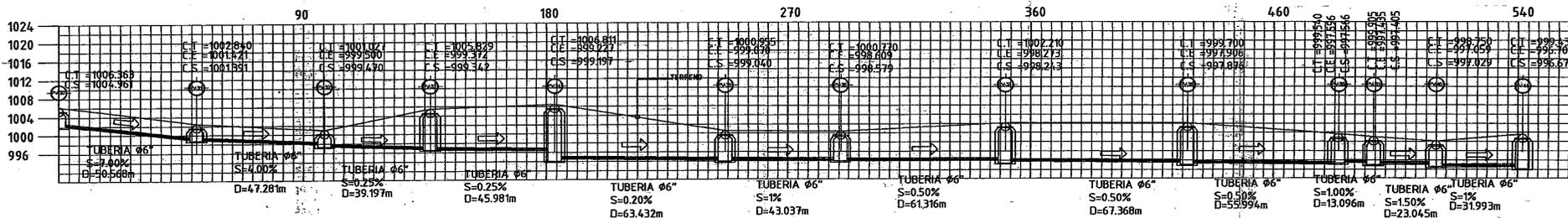
EPSU	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	CÁLCULO	H. RENATO DEL CID	HOJA	8
DISCIPLO	H. RENATO DEL CID	REVISÓ	H. RENATO DEL CID		
INSTRUMENTISTA	H. RENATO DEL CID				



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

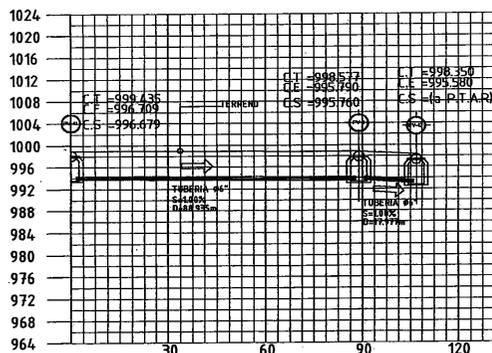
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	PERFILES TRAMO 3 Y 4	FECHA	NOVIEMBRE 2010

MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO CHACAYA DEPARTAMENTO DEL C.D.C.	CALIFICADO: H. RENATO DEL CID C.	HOJA
		5
INGENIERO EN CHACAYA: H. RENATO DEL CID C.	DISEÑADO: H. RENATO DEL CID C.	FECHA: 5/11/2010



PERFIL TRAMO 5 (PV30 - PV41)
DRENAJE CHACAYA

ESCALA H/ 1.750 V/ 1.200



PERFIL TRAMO 5 (PV41 - PV42)
DRENAJE CHACAYA

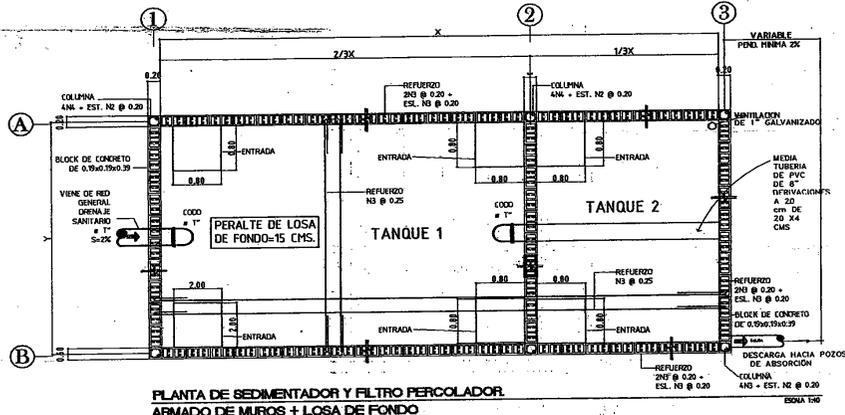
ESCALA H/ 1.250 V/ 1.200

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

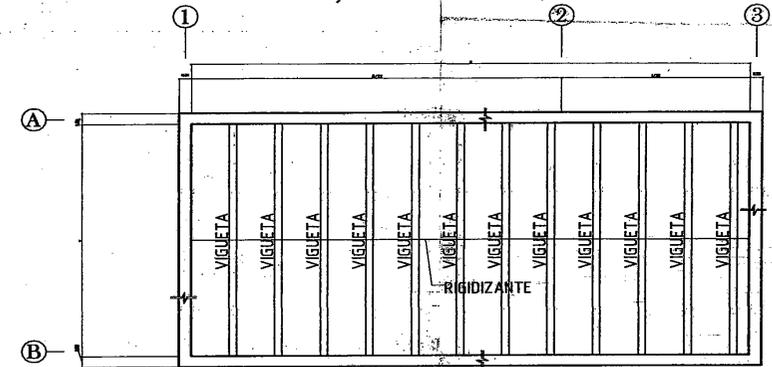
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	PERFILES TRAMO 4 Y 5	FECHA	NOVIEMBRE 2019

EPS	EPS SAN CARLOS DE GUATEMALA	PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA	PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA	PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA	PROYECTO	DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYA

IND. SILVIO ESCOBAR
H. RENATO DEL CID

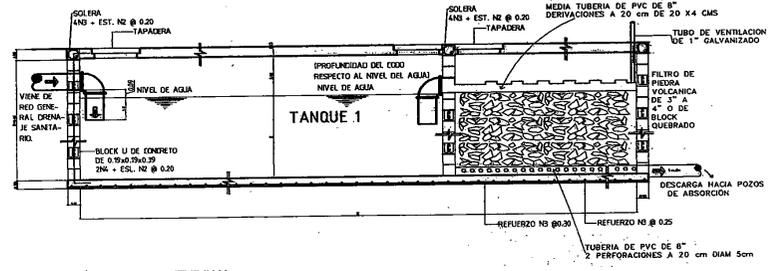


PLANTA DE SEDIMENTADOR Y FILTRO PERCOLADOR.
ARMADO DE MUROS + LOSA DE FONDO



PLANTA DE LOSA PREFABRICADA DE TECHO

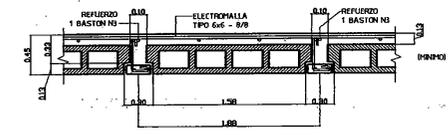
ESCALA 1:40



SECCION LONGITUDINAL

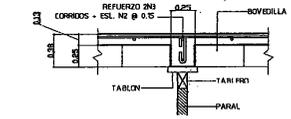
ARMADO DE MUROS + LOSA DE FONDO

NOTA:
VER UBICACION DE SEDIMENTADOR Y FILTRO PERCOLADOR
EN RED GENERAL DE AGUAS NEGRAS



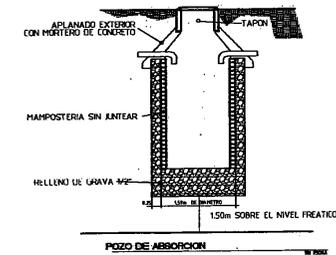
DETALLE TIPICO DE
LOSA PREFABRICADA

ESCALA 1:10



DETALLE TIPICO DE
NERVIO RIGIDIZANTE

ESCALA 1:10



POZO DE ABSORCION

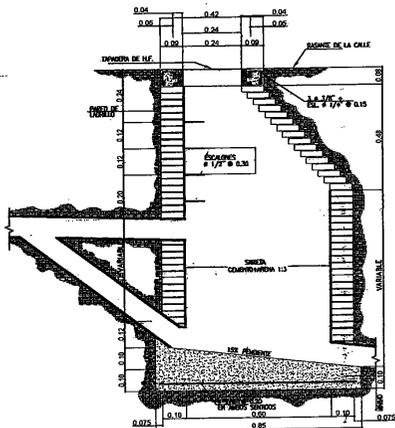
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYÁ ESCALA: INDICADA

CONTENIDO: PLANTA DE TRATAMIENTO Y POZO DE ABSORCION FECHA: NOVIEMBRE 2010

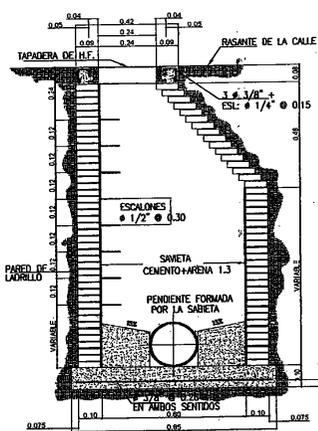
EPS MUNICIPALIDAD DE SAN ANTONIO CHACAYÁ	CALCULO: H. RENOLO DEL CID C	HOJA: 7
PERIODO: H. RENOLO DEL CID C	DISEÑO: H. RENOLO DEL CID C	8

NO. DE AUTORIZACION: _____ EL RENOLO DEL CID C. EPENISTA



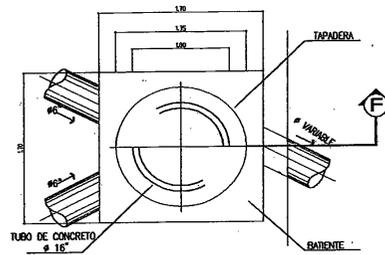
POZO DE VISITA

ESCALA 1/25



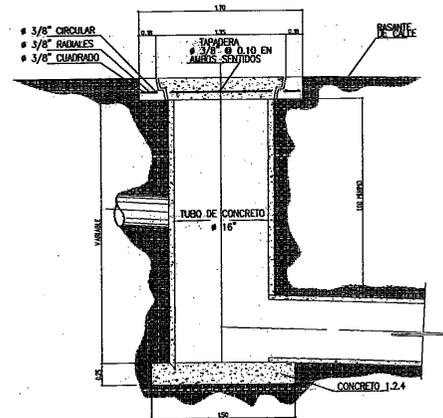
POZO DE VISITA

ESCALA 1/25



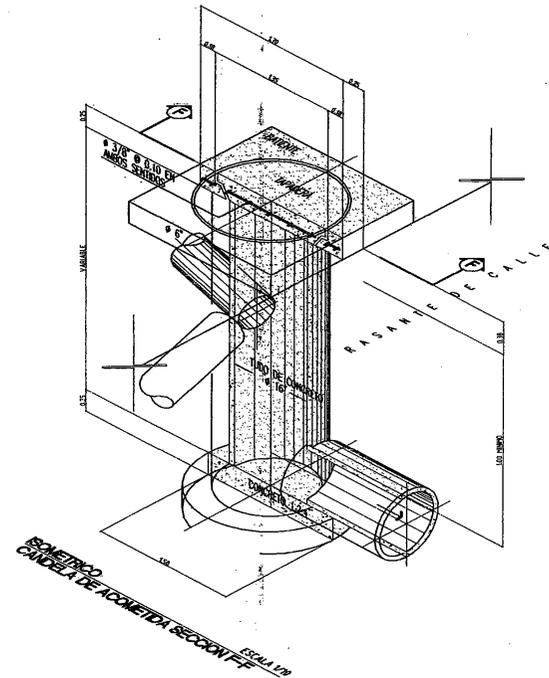
PLANTA CANDELA DE ACOMETIDA DRENAJE SECUNDARIO

ESCALA 1/10



SECCION F-F

ESCALA 1/10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DRENAJE SANITARIO - SAN ANTONIO CHACAYÁ ESCALA INICIADA
CONTENIDO POZOS DE VISITA FECHA NOVIEMBRE 2010

DECANATO CALIDAD DE SANTIAGO	CÁLCULO	H. RINATO DEL CID C	HOJA
SECRETARÍA GENERAL	DISEÑO	H. RINATO DEL CID C	8
SECRETARÍA DE INVESTIGACIONES	DISEÑO	H. RINATO DEL CID C	6
SECRETARÍA DE ADMINISTRACIÓN	DISEÑO	H. RINATO DEL CID C	

ANEXOS



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

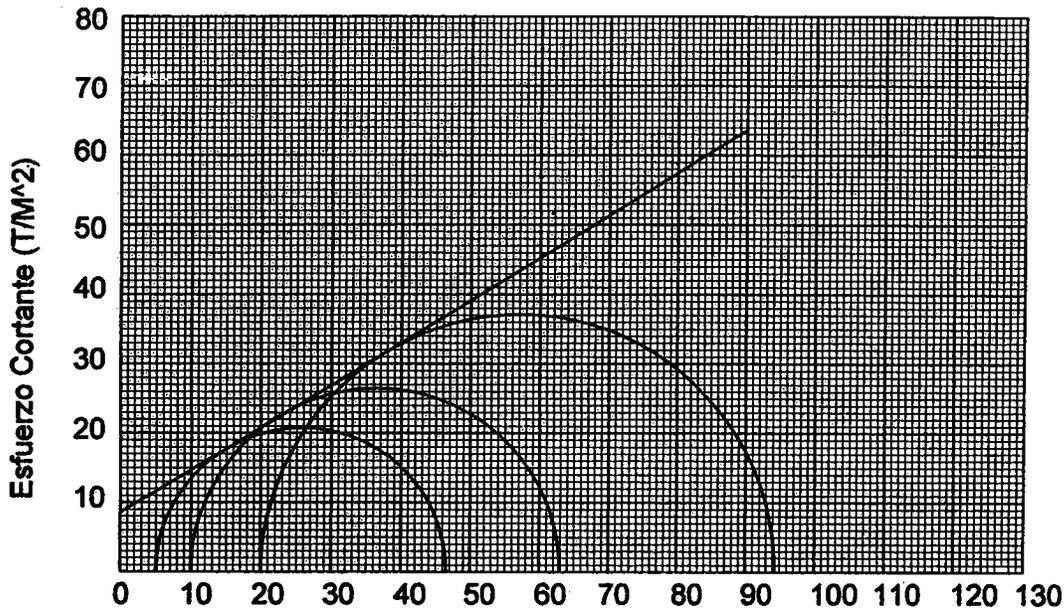


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0242 S.S. O.T.No.: 23,648

INTERESADO: Hugo Renato del Cid Campollo
PROYECTO: Trabajo de Graduación- EPS
UBICACIÓN: Aldea San Antonio Chacayá, Santiago Atitlan, Sololá

pozo: 1 Profundidad: 3.00 m Muestra: 1
Fecha: 11 de agosto de 2008



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 31.48^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 8.6 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color café
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

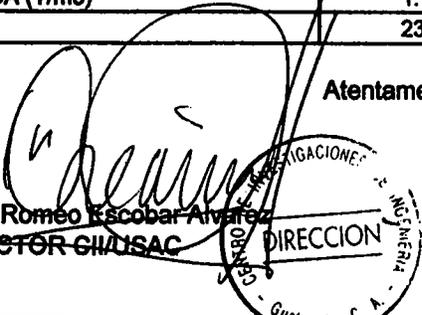
PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	41.53	52.97	74.29
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	4.5	6.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.40	1.40	1.40
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.74	1.74	1.74
HUMEDAD (%H)	23.5	23.5	23.5



Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Arce
DIRECTOR CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1	0	26	27.09	14.21	9.84
1	6	1.1	0.01	27	29.24	15.9	11.6
2	6.3	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.7
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.1	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.2	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.6	2.21	0.35	34	52.64	36.5	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.8	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.5	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.6	5.45	2.18	43	134.58	126.5	211.55
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.6
19	16.56	6.7	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.8	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6	49	298.71	344.63	881.99
24	23.36	11.4	7.08	50	347.5	415.14	1072.8
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Cardona Padilla, Jorge Alberto. Trabajo de graduación, Ing. Civil, 2006.