



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

**DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA  
ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS  
ALTAS, SACATEPÉQUEZ**

**Joshua Edir Rodenas Contreras**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, agosto de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA  
ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS  
ALTAS, SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JOSHUA EDIR RODENAS CONTRERAS**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, AGOSTO DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgen Andoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## 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 MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de octubre de 2015.



**Joshua Edir Rodenas Contreras**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 13 de febrero de 2017  
REF.EPS.DOC.124.01.17

Inga. Christa Classon de Pinto  
Directora  
Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Joshua Edir Rodenas Contreras** con carné No. **200419616**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ.**

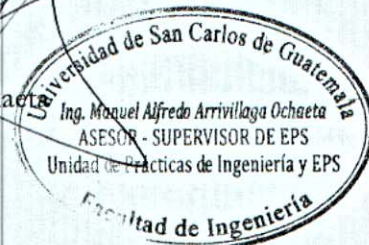
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
MAAO/ra



**USAC**

TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala, 19 de abril de 2017

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

Estimado Ingeniero Montenegro:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **“DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ”** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Joshua Edir Rodenas Contreras con carné 2004-19616 quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga.

Considero que este trabajo está bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad 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. Mario Estuardo Arriola Ávila  
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
TRANSPORTES  
USAC





**USAC**  
**TRICENTENARIA**  
 Universidad de San Carlos de Guatemala  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala,  
 17 de julio de 2017

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

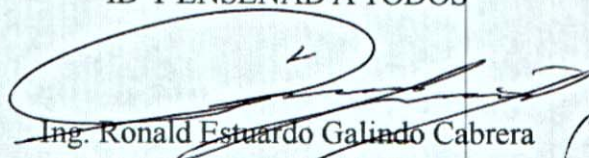
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LIMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Joshua Edir Rodenas Contreras, con Carnet No. 2004-19616, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

/mrrm.



*Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua*

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 19 de julio de 2017

Ref.EPS.D.211.07.17

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

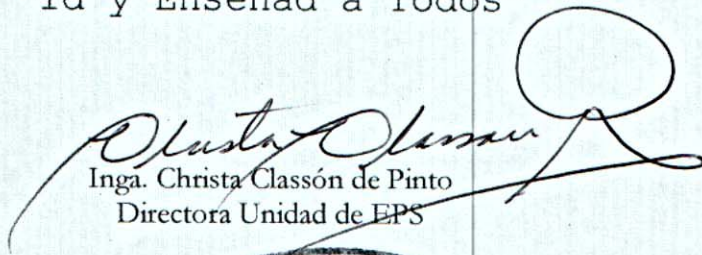
Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Joshua Edir Rodenas Contreras**, **Registro Académico 200419616 y CUI** , quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por el Asesor-Supervisor, y 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. Christa Classón de Pinto  
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra







**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Joshua Edir Rodenas Contreras titulado **DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA, SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto 2017

/mrrm.



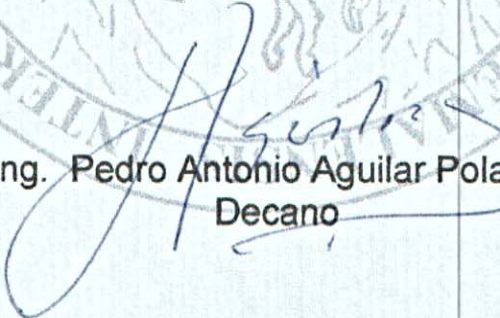
*Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua*

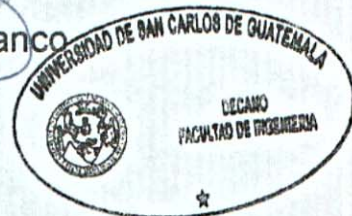


Ref.DTG.D.337.2017

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 MERCADO MUNICIPAL Y PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGNDALENA, SANTA LUCIA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario: **Joshua Edir Rodenas Contreras**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano



Guatemala, agosto de 2017

/cc

## **ACTO QUE DEDICO A**

<b>Dios</b>	Por permitirme gozar de salud y paz mental en esta etapa de estudios de nivel superior.
<b>Mis padres</b>	Miguel Ángel Rodenas Argueta y Jubitzia Sophía Contreras Alonzo, benditos sean, por su ejemplo, esfuerzo, amor y paciencia con la que han guiado mi existencia.
<b>Mi novia</b>	Angélica Patricia Córdon Wehner, por el gran amor que nos une y por toda su atención en todos estos años de carrera.
<b>Mi hijo</b>	Liam Edir Contreras Córdon, por traer un nuevo brillo a mi vida.
<b>Mis hermanos</b>	Miguel Ángel, Josam y Kevin, por el apoyo que me han brindado.
<b>Mis abuelos</b>	Marco Antonio Contreras (q. e. p. d.), Miguel Ángel Rodenas Solís (q. e. p. d.), Edna Felipa Alonzo (q. e. p. d.), Laura Alicia Argueta de Rodenas. Dios los tenga en su gloria.

## **AGRADECIMIENTOS A**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por ser una importante influencia en mi carrera.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por estar allí para la población entera.
<b>Inga. Christa Classon</b>	Por su apoyo y paciencia en la gestión de mi EPS.
<b>Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga</b>	Por su apoyo en la asesoría, revisión y corrección del presente trabajo de graduación.
<b>Municipalidad de Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez</b>	Por el apoyo incondicional y paciencia demostrada en la oficina.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XIII
GLOSARIO .....	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN .....	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.2. Características físicas.....	1
1.2.1. Ubicación y localización.....	1
1.2.2. Colindancias .....	2
1.2.3. Topografía .....	4
1.2.4. Clima .....	4
1.2.5. Tipo de vivienda.....	4
1.2.6. Población y demografía .....	4
1.3. Características de infraestructura.....	6
1.3.1. Vías de acceso .....	6
1.3.2. Fiesta titular .....	6
1.3.3. Servicios públicos .....	7
1.3.3.1. Educación.....	7
1.3.3.2. Salud .....	8
1.3.3.3. Agua potable.....	8
1.3.3.4. Drenajes .....	9
1.3.3.5. Energía eléctrica.....	9

1.4.	Características socioeconómicas .....	9
1.4.1.	Actividad económica .....	9
1.4.2.	Idioma y religión .....	11
1.4.3.	Descripción de necesidades.....	11
1.4.4.	Evaluación y priorización de necesidades.....	12
2.	DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL.....	13
2.1.	Diseño y cálculo del proyecto.....	13
2.1.1.	Levantamiento topográfico .....	15
2.1.2.	Análisis de suelos.....	15
2.2.	Diseño estructural del mercado municipal.....	20
2.2.1.	Diseño arquitectónico .....	20
2.2.2.	Normas mínimas de seguridad en instalaciones de uso público .....	22
2.2.3.	Selección del tipo de estructura .....	25
2.2.4.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	25
2.2.4.1.	Predimensionamiento de viga .....	25
2.2.4.2.	Predimensionamiento de columna .....	27
2.2.4.3.	Predimensionamiento de losa .....	31
2.2.5.	Integración de cargas por <i>AGIES</i> .....	33
2.2.5.1.	Distribución de cargas en vigas.....	33
2.2.5.2.	Fuerzas de sismo .....	41
2.2.6.	Análisis estructural .....	58
2.2.6.1.	Método numérico y software Etabs .....	58
2.2.6.2.	Análisis de marcos utilizando el método numérico de Kani.....	59
2.2.6.3.	Análisis de marcos utilizando el software Etabs.....	66

	2.2.6.4.	Envolvente de momentos .....	71
	2.2.6.5.	Diagrama de cortes .....	77
	2.2.6.6.	Comparación y resultados .....	81
	2.2.7.	Diseño estructural.....	82
	2.2.7.1.	Losas y entrepisos.....	83
	2.2.7.2.	Vigas.....	99
	2.2.7.3.	Columnas.....	108
	2.2.7.4.	Nudo sísmico.....	126
	2.2.7.5.	Diseño de Rampa .....	131
	2.2.7.6.	Diseño de gradas.....	132
	2.2.8.	Cimentación.....	138
2.3.		Diseño de instalaciones.....	148
	2.3.1.	Instalación eléctrica .....	148
	2.3.2.	Agua potable.....	151
	2.3.3.	Drenajes .....	154
2.4.		Juntas.....	157
2.5.		Elaboración de planos del proyecto.....	158
2.6.		Presupuesto del proyecto.....	159
2.7.		Evaluación de impacto ambiental inicial .....	160
3.		DISEÑO DEL PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ.....	163
	3.1.	Levantamiento topográfico .....	163
	3.1.1.	Planimetría.....	163
	3.1.2.	Altimetría.....	164
	3.1.3.	Secciones transversales.....	164
	3.2.	Análisis de suelos.....	164
	3.2.1.	Densidad máxima y humedad óptima (Proctor)....	164

3.2.2.	California Bearing Ratio (CBR).....	166
3.2.3.	Límites de Atterberg .....	167
3.2.4.	Granulometría .....	170
3.2.5.	Resultados obtenidos y análisis de los estudios de suelos realizados.....	172
3.3.	Cálculo topográfico.....	172
3.3.1.	Cálculo planimétrico y altimétrico .....	174
3.3.2.	Dibujo de preliminar .....	175
3.4.	Diseño geométrico de carretera .....	175
3.4.1.	Diseño de localización.....	177
3.4.2.	Cálculo de elementos de curva horizontal.....	178
3.4.3.	Determinación de curva vertical .....	184
3.5.	Movimiento de tierras .....	190
3.5.1.	Diseño de subrasante .....	191
3.5.2.	Cálculo de área de secciones transversales .....	191
3.5.3.	Cálculo de volúmenes .....	192
3.5.4.	Balance de masas.....	194
3.6.	Drenajes.....	196
3.6.1.	Método racional.....	197
3.7.	Diseño de pavimento.....	205
3.7.1.	Criterios para definir capa de rodadura .....	206
3.7.2.	Capa de rodadura .....	206
3.7.3.	Diseño de mezcla.....	213
3.7.4.	Juntas.....	219
3.8.	Planos finales.....	222
3.9.	Evaluación ambiental inicial .....	224
CONCLUSIONES.....		227
RECOMENDACIONES .....		229



BIBLIOGRAFÍA.....	231
APÉNDICES .....	233
ANEXOS.....	269



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación de Santa Lucía Milpas Altas .....	2
2.	Municipio de Santa Lucía Milpas Altas.....	3
3.	Pirámide Poblacional Santa Lucía Milpas Altas .....	5
4.	Diagramas de Neufert .....	21
5.	Arquitectura Exterior.....	22
6.	Dimensión de viga.....	27
7.	Área tributaria para columna crítica .....	28
8.	Sección de columna.....	31
9.	Losas.....	32
10.	Área tributaria del eje B.....	35
11.	Longitud de muros eje B .....	35
12.	Área tributaria del eje 2 .....	36
13.	Longitud de muros eje 2.....	37
14.	Distribución cargas calculadas.....	40
15.	Distribución de alturas.....	41
16.	Zonificación sísmica para el área de Guatemala .....	44
17.	Clase de obra.....	45
18.	Coeficientes de sitio .....	46
19.	Factores sísmicos .....	47
20.	Fuerzas de sismo y torsión .....	58
21.	Momentos fijos carga viva eje 1 .....	63
22.	Momentos fijos carga muerta eje Y.....	64
23.	Momentos fijos carga viva eje X.....	64
24.	Momentos fijos carga muerta eje X.....	65

25.	Momentos de carga sísmica eje Y .....	65
26.	Momentos de carga sísmica eje X .....	66
27.	Momentos de carga viva eje Y (Ton-m) .....	68
28.	Momentos de carga muerta eje Y (Ton-m) .....	68
29.	Momentos de carga viva eje X (Ton-m) .....	69
30.	Momentos de carga muerta eje X (Ton-m) .....	69
31.	Momentos por ladeo eje X (Ton-m) .....	70
32.	Momentos por ladeo eje Y (Ton-m) .....	70
33.	Envolvente de momentos de vigas en eje Y .....	74
34.	Envolvente de momentos de vigas en eje X .....	74
35.	Envolvente de momentos de columnas en eje Y .....	75
36.	Envolvente de momentos de columnas en eje X .....	75
37.	Envolvente de momentos ETABS de vigas y columnas en eje Y .....	76
38.	Envolvente de momentos ETABS de vigas y columnas en eje X .....	76
39.	Diagrama de cortante en vigas en eje Y .....	79
40.	Diagrama de cortante en columnas en eje Y .....	80
41.	Diagrama de cortante en vigas en eje X .....	80
42.	Diagrama de cortante en columnas en eje X .....	81
43.	Planta de losas del primer nivel .....	83
44.	Coeficientes de momentos .....	86
45.	Diagrama de momentos.....	93
46.	Diagrama de momentos balanceados de entrepiso .....	93
47.	Diagrama de momentos balanceados de azotea.....	94
48.	Cortante máximo.....	101
49.	Diagrama de momento y corte, viga de primer nivel eje Y.....	101
50.	Armado longitudinal de viga.....	107
51.	Secciones de viga.....	108
52.	Áreas tributarias en columnas. ....	110
53.	Coeficientes de empotramiento .....	114

54.	Detalle de columna.....	125
55.	Sección de columna.....	126
56.	Nudo.....	127
57.	Elementos del nudo.....	129
58.	Detalle de armado de gradas.....	137
59.	Corte simple en zapata.....	143
60.	Corte punzonante en zapata.....	144
61.	Detalle de zapata.....	147
62.	Resultado de estudio Proctor.....	165
63.	Resultado de estudio CBR.....	167
64.	Resultado de límites de Atterberg.....	170
65.	Resultado de estudio de granulometría.....	171
66.	Ubicación del levantamiento.....	173
67.	Vista satelital del trayecto.....	174
68.	Superficie 3D.....	175
69.	Sección Típica E.....	177
70.	Elementos de curva horizontal.....	179
71.	Componentes de curva vertical.....	185
72.	Sección típica.....	192
73.	Cálculo de volúmenes de movimiento de tierra.....	193
74.	Diagrama de masas.....	196
75.	Cuneta propuesta.....	203
76.	Cuneta crítica final.....	204
77.	Tipos de juntas.....	221

## TABLAS

I.	Poblados de Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez.....	3
II.	Área húmeda.....	14

III.	Área semihúmeda.....	14
IV.	Área seca.....	15
V.	Tabla comparativa .....	20
VI.	Tabla de usos de CONRED .....	24
VII.	Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI-318 08.....	26
VIII.	Calculo de T.....	33
IX.	Cargas vivas mínimas, uniformemente distribuidas.....	34
X.	Tabla de cálculo de carga viva y muerta.....	40
XI.	Fuerzas por nivel .....	51
XII.	Cálculo de Centro de rigidez.....	53
XIII.	Excentricidad accidental .....	55
XIV.	Corte por sismo y torsión .....	56
XV.	Resumen de cargas y marcos críticos .....	57
XVI.	Cálculo de Kani.....	62
XVII.	Ejemplo envolvente de viga en eje Y tramo A-B.....	72
XVIII.	Envolvente columnas en eje Y.....	73
XIX.	Envolvente columnas en eje X.....	73
XX.	Corte en vigas en eje Y.....	77
XXI.	Corte en columnas en eje Y.....	78
XXII.	Corte en vigas en eje X.....	78
XXIII.	Corte en columnas en eje X.....	79
XXIV.	Etabs vs Kan.....	81
XXV.	Cálculo de CUT.....	85
XXVI.	Momentos en losas.....	91
XXVII.	Armado de losas .....	99
XXVIII.	Unidades de gasto Hunter .....	152
XXIX.	Gastos probables Método de Hunter (L/s) .....	153
XXX.	Unidades de descarga y diámetro en derivaciones .....	156

XXXI.	Presupuesto .....	159
XXXII.	Curvas horizontales.....	184
XXXIII.	Valores de k según tipo de curva .....	185
XXXIV.	Parámetros mínimos teóricos de curvas verticales .....	189
XXXV.	Datos reales de curvas tomados de la topografía .....	190
XXXVI.	Clasificación de vehículos por categoría de cargas por eje .....	208
XXXVII.	Determinación de la reacción K por medio del CBR .....	210
XXXVIII.	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k .....	211
XXXIX.	TPDC permisible, carga por eje categoría 1, pavimentos con juntas doveladas. ....	212
XL.	Pendiente transversal recomendada según el tipo de superficie .....	213
XLI.	Dependencia entre la relación agua/material cementante y la resistencia a compresión del concreto .....	214
XLII.	Requerimientos de agua para mezcla y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales del agregado grueso .....	215
XLIII.	Volumen de agregado grueso por volumen unitario de mezcla de concreto fresco.....	216
XLIV.	Presupuesto del proyecto.....	222
XLV.	Cronograma del proyecto.....	224





## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$\pi$	3,415926
@	A cada
$\Delta$	Ángulo de deflexión de la tangente
A	Área
As	Área de acero
As máx	Área de acero máxima
As mín	Área de acero mínima
Az	Azimut
CM	Carga muerta
CU	Carga última
W	Carga uniformemente distribuida
CV	Carga viva
Q	Caudal
O	Centro de la curva circular
Cu	Cohesión
Cm	Cuerda larga
Df	Desplante
$\emptyset$	Diámetro
t	Espesor de un elemento
E	External
Fs	Factor de seguridad
Fa	Fuerza activa
Ff	Fuerza de fricción

<b>G</b>	Grado de curvatura
<b>I</b>	Inercia
<b>Kg</b>	Kilogramo
<b>Kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramo por metro cuadrado
<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramo por metro cúbico
<b>Km</b>	Kilómetro
<b>PSI</b>	Libras por pulgada cuadrada
<b>L.L.</b>	Límite líquido
<b>L</b>	Longitud
<b>Lc</b>	Longitud de curva
<b>Lcv</b>	Longitud de curva vertical
<b>MR</b>	Módulo de ruptura
<b>M</b>	Momento
<b>Mr</b>	Momento resultante
<b>OM</b>	Ordenada media
<b>S</b>	Pendiente del terreno
<b>Yc</b>	Peso específico del concreto
<b>Ys</b>	Peso específico del suelo
<b>%</b>	Porcentaje
<b>PC</b>	Principio de curva
<b>PCV</b>	Principio de curva vertical
<b>PI</b>	Punto de intersección de las tangentes
<b>PIV</b>	Punto de intersección de las tangentes verticales
<b>T</b>	Principio de tangente
<b>PTV</b>	Principio de tangente vertical
<b>R</b>	Radio
<b>Fy</b>	Resistencia del acero a tensión
<b>f'c</b>	Resistencia del concreto a compresión
<b>St</b>	Subtangente

**TPDA**

Tránsito promedio diario anual



## **GLOSARIO**

<b>AASHTO</b>	American Association of State Highway and Transportation Officials.
<b>Acarreo</b>	Es el transporte de materiales no clasificados de préstamo o desperdicio a una distancia que excede de 1 kilómetro, menos la distancia de acarreo libre.
<b>Acarreo libre</b>	Comprende el transporte de cualquiera de los materiales no clasificados a una distancia límite de 500 metros.
<b>Accesorios</b>	Elemento secundario en la instalación de tuberías, tales como codos, níples, coplas, tees.
<b>Acero mínimo</b>	Cantidad mínima de refuerzo por flexión.
<b>ACI 318-11</b>	American Concrete Institute. ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (318-11).
<b>Altimetría</b>	Parte de la topografía que mide la altura en una extensión territorial.
<b>Ángulo</b>	Es la menor o mayor abertura que toman entre si dos líneas o dos planos que se cortan.

<b>Asfalto</b>	Material aglomerante de color que varía de pardo oscuro, a negro; de consistencia sólida, semisólida o líquida y que se obtiene de la destitución del petróleo.
<b>ASTM</b>	Sociedad Americana para Pruebas de Materiales.
<b>Azimut</b>	Ángulo horizontal referido a un norte magnético arbitrario, su rango va desde 0 a 360 grados.
<b>Balasto</b>	Es el material selecto que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, el cual se compone de un material bien graduado, con el objeto de protegerla, para que sirva de superficie de rodadura.
<b>Carga muerta</b>	Carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la misma estructura, más la de los elementos permanentes. También llamada carga permanente.
<b>Carga última</b>	Es la suma de carga viva, más la carga muerta afectadas por factores de seguridad.
<b>Carga viva</b>	Carga externa movible sobre una estructura que incluye el peso de la misma junto con el mobiliario, equipamiento, personas, etc., que actúa verticalmente; por tanto no incluye la carga eólica.

<b>Caudal</b>	Cantidad de agua en un tiempo determinado, expresado en m <sup>3</sup> /s o l/s.
<b>Concreto armado</b>	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.
<b>Cuerda máxima</b>	Es la distancia en la línea recta desde el principio de curva (PC) al punto de tangente (PT).
<b>Deflexión</b>	Desplazamiento vertical que sufre un miembro estructural sometido a flexión.
<b>Derecho de vía</b>	Es el derecho que tiene el estado de Guatemala o las municipalidades, sobre la faja de terreno.
<b>Excentricidad</b>	Es la distancia del centro de masa al centro de rigidez.
<b>External</b>	Es la distancia mínima que existe entre el punto de intersección (PI) y la curva.
<b>Longitud de curva</b>	Es la distancia desde el Pc al PT, medida a lo largo de la curva, según la definición, por arco de 20 metros.
<b>Momento</b>	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo resultando de la aplicación de una fuerza a una distancia X de su centro de masa.

<b>Ordenada media</b>	Es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva.
<b>Pavimentos</b>	Conjunto de capas de materiales adecuados para la formación de una vía terrestre, comprendida entre el nivel superior de la terracería y la superficie de rodamiento.
<b>Punzonamiento</b>	Efecto producido por una fuerza que insiste sobre una superficie pequeña, obligando a esta a penetrar en el interior del elemento o pieza a que pertenece.
<b>Rasante</b>	Es la línea que se obtiene al proyectar sobre el plano vertical, el desarrollo de la corona en la parte superior de la carretera.
<b>Sección típica</b>	Es la gráfica transversal y acotada, que muestra las partes componentes de una carretera.



## **RESUMEN**

Al realizar un sondeo de posibles proyectos en el Municipio de Santa Lucía Milpas Altas, se concluyó realizar el diseño de un tramo carretero de 3 km, existente en pésimo estado y el diseño de un mercado municipal.

Se inició con la topografía de la locación de ambos proyectos; el levantamiento del terreno disponible para el mercado se realizó con un teodolito proporcionado por la unidad de EPS y el levantamiento del tramo carretero, para mayor precisión, se levantó con una estación total Pentax alquilada. Todos los puntos obtenidos del levantamiento se posprocesaron en una hoja de cálculo y luego se digitalizó la información, utilizando AutoCAD Civil 3d 2015.

Se procedió a diseñar ambos proyectos de acuerdo a Normas AGIES, ACI, AASHTO y las Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos.

Teniendo ambos proyectos definidos se realizaron los planos respectivos, para calcular los costos de la carretera y del mercado.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el mercado municipal y el tramo carretero para contribuir al mejoramiento, desarrollo, salud y bienestar de los habitantes del municipio de Santa Lucía Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez.

### **Específicos**

1. Elaborar el diseño de la pavimentación rígida del camino de la cabecera municipal al límite con Magdalena y su respectivo drenaje.
2. Diseñar un mercado seguro según normas de seguridad de CONRED, normas sísmicas de AGIES y estructurales del ACI.
3. Elaborar planos, presupuesto, cronogramas y evaluación ambiental de los proyectos.
4. Elaborar una monografía actualizada y puntal del municipio.
5. Instruir al personal de la Oficina Municipal de Planificación de Santa Lucía Milpas Altas, sobre aspectos de construcción de los proyectos ya mencionados.



## INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado por un estudiante de la Facultad de Ingeniería Civil, consta de la puesta en práctica de los conocimientos aprendidos a lo largo de la carrera. Ya en el campo laboral, fuera de la comodidad de las clases, uno puede observar de cerca el trabajo y de cómo funciona la ingeniería en la práctica, trabajando directamente con proyectos reales, los cuales ayudan a que el estudiante tenga una noción de la realidad de la ingeniería y a que este contribuya con el desarrollo de una comunidad.

Santa Lucía Milpas Altas, no cuenta con un mercado municipal, lo cual afecta a la comunidad, dado que no tienen donde vender su producto. La municipalidad ha cedido la calle frente a esta para que los días jueves se instale un mercado provisional, la edificación de un mercado municipal traería gran desarrollo económico a los productores locales y la comunidad entera.

El camino que comunica a ambas vías de la ruta RN10 atraviesa el casco urbano y esta se encuentra en pésimas condiciones, lo cual afecta el movimiento turístico y comercial de la zona; la readecuación de este tramo carretero facilitaría a gran escala la locomoción nacional ya que proveería un retorno conveniente y adecuado para la ruta RN10.

También se vería beneficiada la población ya que se reducirían los tiempos de acción y reacción de los cuerpos de socorro.



# 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

## 1.1. Monografía del lugar

“La cultura e identidad de Santa Lucía Milpas Altas pertenece originalmente a la etnia Kaqchikel, sin embargo, esta se ha ido perdiendo debido a que actualmente el 92 % de pobladores es no indígena. Se considera que hasta los años 50 del siglo XX se hablaba Kaqchikel.

En la aldea Santo Tomas Milpas Altas, sus primeros habitantes procedían de los municipios: Magdalena Milpas Altas, Villa Nueva, Amatitlán y en menor escala de otros lugares del interior de la República. No se encuentran rasgos de algún grupo étnico en forma definida, no se habla idioma maya, ni se viste traje típico. Por algún tiempo Santo Tomas fue la cabecera municipal, pero por razones políticas, pasó a formar parte del Municipio de Santa Lucía Milpas Altas y el casco urbano de están se constituye como cabecera municipal.

La aldea La Libertad, ubicada al noreste del municipio, tiene una extensión territorial de 4 kilómetros cuadrados en terrenos inclinados. Para el año 1944 el presidente Jorge Ubico la adjunta a Santa Lucía Milpas Altas. Los primeros habitantes de esta aldea fueron personas que procedían del departamento de Chimaltenango, paulatinamente se fue poblando con otros emigrantes que venían de varios lugares del interior de la República.

El mayor porcentaje de población del municipio profesa la religión católica, sin embargo, se hace presente también la evangélica en varios lugares poblados del Municipio, siendo esta en menor cantidad que la católica”<sup>1</sup>.

## 1.2. Características físicas

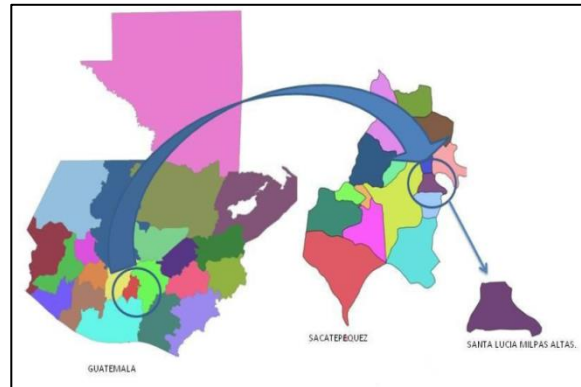
### 1.2.1. Ubicación y localización

El municipio de Santa Lucía Milpas Altas se encuentra localizado en la región central de Guatemala, ubicado en el departamento de Sacatepéquez con coordenadas geográficas en Latitud de 14° 34'35' y Longitud de 90°40'40, a una altura que oscila entre los 1 970 metros sobre el nivel del mar.

---

<sup>1</sup> SEGEPLAN. *Plan de Desarrollo Municipal 2011-2025*. p. 15.

Figura 1. **Ubicación de Santa Lucía Milpas Altas**



Fuente: SEGEPLAN. *Plan de desarrollo municipal 2011 – 2025*. p. 15.

La distancia a la cabecera departamental es de 8 kilómetros y a la ciudad capital de 35 kilómetros. Su extensión territorial es de 19 km<sup>2</sup>.

### **1.2.2. Colindancias**

Colinda al norte con San Lucas Sacatepéquez, San Bartolomé Milpas Altas, al sur con Magdalena Milpas Altas y Antigua Guatemala (Sacatepéquez), al este con Villa Nueva Guatemala, al oeste con Antigua Guatemala y San Bartolomé Milpas Altas (Sacatepéquez).

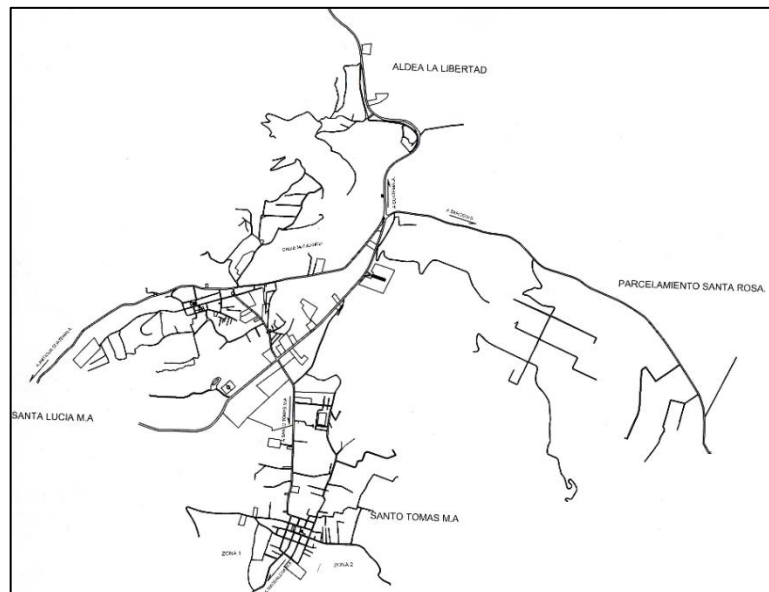


Tabla I. **Poblad**os de Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez

	<b>Lugar Poblado</b>	<b>Tiempo en vehículo a la cabecera municipal</b>
<b>Casco Urbano</b>	Zona 1	0 - 15 min
	Zona 2	0 - 15 min
	Zona 3	0 - 15 min
	Zona 4	0 - 15 min
<b>Aldeas</b>	Santo Tomas Milpas Altas	0 - 15 min
	Santa Rosa	0 - 15 min
	La Libertad	0 - 15 min
<b>Caserío</b>	El Triunfo	0 - 15 min
<b>Colonias</b>	Santa Isabel	0 - 15 min
<b>Asentamiento</b>	6 de enero	0 - 15 min
	El Paraíso	0 - 15 min
	San José Las Cañas	0 - 15 min
	La Pinada	0 - 15 min

Fuente: SEGEPLAN. *Plan de desarrollo municipal 2011 – 2025*. p. 15.

Figura 2. **Municipio de Santa Lucía Milpas Altas**



Fuente: *Municipalidad de Santa Lucía Milpas Altas*. <http://www.munisantalucia.com/>. Consulta: 4 de abril de 2017.

### **1.2.3. Topografía**

La topografía es variable con montañas y barrancos y tiene una elevación que ronda los 1 970 metros sobre el nivel del mar.

### **1.2.4. Clima**

Según la clasificación de zonas de vida por el Sistema Holdrige, el municipio de Santa Lucía Milpas Altas se encuentra ubicado en un bosque húmedo montañoso central bajo subtropical, cuyo símbolo es: BH-MB que indica que las condiciones son las siguientes: el patrón de lluvia varía entre 1 400 mm y 1 499 mm. Como promedio de 1 449 mm/año y la temperatura varía entre 13-15,5 grados centígrados. La evapotranspiración potencial media es de 0,75 mm/día.

### **1.2.5. Tipo de vivienda**

De los pobladores que residen en el municipio, un 45 % vive en casa de lámina y el porcentaje restante reside en vivienda de block.

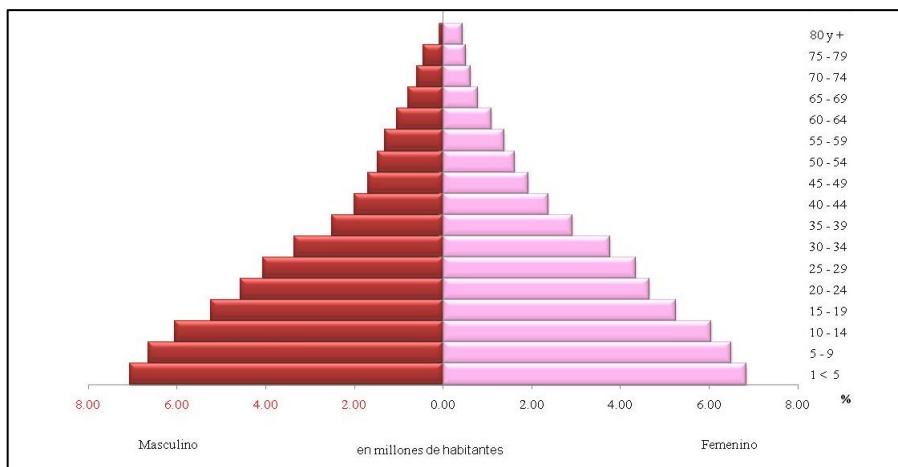
### **1.2.6. Población y demografía**

La densidad poblacional con relación a la extensión territorial del municipio se encuentra en 756 habitantes/Km<sup>2</sup>, ubicada por encima de la densidad poblacional departamental de 533 habitantes/Km<sup>2</sup>. Este dato es importante considerarlo durante el ordenamiento territorial para densificar el área urbana actual.

Para el 2008, de la población del municipio, un 80 % era menor de 40 años, lo cual indica que más de la tercera parte de su población es relativamente joven y el 6,39 % de la población era mayor de 60 años.

Con el objeto de planificar con datos que se acerquen más a la realidad, se presenta la pirámide poblacional con proyección de población al año 2008, según Censo 2002 del INE. Cabe mencionar en este punto, que debido a que el único dato oficial para estos temas lo proporciona solamente el Instituto de Estadística Nacional (INE), existen otros estudios locales realizados por organismos nacionales e internacionales que, aunque no sean oficiales, pueden utilizarse como referencia.

**Figura 3. Pirámide Poblacional Santa Lucía Milpas Altas**



Fuente: SEGEPLAN. *Plan de desarrollo municipal 2011 – 2025*. p. 15.

La pirámide poblacional del municipio, presenta la característica de una base ancha y una cúspide angosta propias de una población joven, cuyo mayor porcentaje se encuentra situado de 4 a 40 años, esto es indicativo que en el

territorio se tiene que invertir más en educación, prever fuentes de empleo, vivienda y servicios básicos.

### **1.3. Características de infraestructura**

#### **1.3.1. Vías de acceso**

El sistema vial está constituido por caminos, se encuentra en buenas condiciones, transitables en época seca, a un tiempo de recorrido en vehículo de no más de 40 minutos de camino a una velocidad moderada.

Dentro de lo que es la cabecera municipal las calles se encuentran en su mayoría asfaltadas. El acceso directo hacia el municipio de Santa Lucía Milpas Altas se puede realizar por: Ruta RN 10 a la altura del km. 34,5 la cual conecta Antigua Guatemala con San Lucas Sacatepéquez.

Las deficiencias que muestra el municipio son por no existir un ordenamiento urbano adecuado y proyectado para el crecimiento poblacional, lo que ha ocasionado congestionamientos en sus calles, debido a causas como: calles angostas, vehículos estacionados en vías principales y falta de áreas de circulación peatonal bien definidas.

#### **1.3.2. Fiesta titular**

La fiesta titular del municipio se celebra del 13 de diciembre.

### **1.3.3. Servicios públicos**

Dentro de las administraciones presentes en el municipio se encuentran: la Municipalidad, Policía Nacional Civil, Juzgado Municipal, RENAP y Oficina de la Mujer.

En organizaciones no gubernamentales se encuentran ONG's como: Proyecto de las Rosas, Corazón de los Niños y Mi Corazón para los niños.

Dentro de los sectores que tienen presencia localmente se puede mencionar: Ministerio de Educación (MINEDUC), Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social (MSPAS), Policía Nacional Civil (PNC), Tribunal Supremo Electoral (TSE), Registro Nacional de Personas (RENAP).

#### **1.3.3.1. Educación**

El municipio cuenta con los siguientes establecimientos en los niveles de educación formal, en los ciclos de preprimaria 7, primaria 8, básicos 5, diversificado 1.

- Cobertura y niveles de educación

La población en edad escolar en los niveles de preprimaria, primaria, básicos y diversificado es atendida en un 52,93 %, 87,88 %, 60,70 %, y 18,97 % respectivamente. El nivel diversificado es el que tiene un mayor déficit de acceso, por lo que la población debe acudir hacia Antigua Guatemala o San Lucas en busca de centros educativos que impartan carreras. Los niveles de preprimaria y básico deben ser atendidos para poder aumentar el porcentaje de cobertura ya que ambos se encuentran por debajo del 75 %.

La cobertura educativa no garantiza la calidad de educación, la cual se ve afectada por diversos factores tales como la capacidad del maestro, voluntad por impartir clases, instalaciones y servicios, así como, factores personales de los alumnos, economía de los padres, salud, cultura, etc.

- Tasa de promoción

La tasa de promoción en el nivel primario ha aumentado en un 5,53 % del año 2005 al 2008, el mayor crecimiento se ha dado a en el nivel básico con 25,26 % y nivel diversificado 7,61 %.

#### **1.3.3.2. Salud**

El municipio cuenta con un puesto que se encuentra en proceso de remodelación en la aldea de Santo Tomas Milpas Altas. También hay un centro salud en la cabecera municipal y un hospital pequeño privado a la orilla de la carretera principal.

#### **1.3.3.3. Agua potable**

El 74 % de la población cuenta con servicio de agua desinfectada con cloro granulado, evaluando su aplicación por medio del uso del comparímetro. En el municipio existe reglamento del servicio de agua potable.

Las tarifas son: Tasa de concesión: Q 1 505,00 incluyendo conexión. Tasa de reconexión Q 150,00 y Canon mensual Q 15,00.

#### **1.3.3.4. Drenajes**

El porcentaje de viviendas que cuenta con servicio de drenaje es de 60 %, y 40 % no cuentan con este servicio. La tarifa es: por conexión Q 250.00 incluyendo el valor del título y no se cobra una tasa mensual.

#### **1.3.3.5. Energía eléctrica**

El municipio tiene el servicio de energía eléctrica en un 95 % (INE, 2012), datos proporcionados por la oficina municipal de planificación reportan el 100 % de cobertura.

### **1.4. Características socioeconómicas**

#### **1.4.1. Actividad económica**

Entre las actividades productivas que generan más empleo a nivel local, se encuentra la agricultura, la industria manufacturera y comercio. En el territorio se encuentran varias industrias que contratan personal local para el desarrollo de actividades; sin embargo, este porcentaje es bajo y gran número de sus empleados provienen de la capital.

En relación a los objetivos del milenio en este rubro, se tendrá que analizar por separado ya que no existen datos actuales que reflejen la situación real del municipio en este contexto, ya que según el censo de 2002 realizado por el INE, únicamente una persona no tenía trabajo, esto nos coloca frente al razonamiento, que de ser cierta la aseveración, el índice de pobreza extrema tendría que ser menor; así mismo, los participantes en el taller participativo realizado en 2010 expresaron que no era así, que existe gente que no tiene empleo, que hay personas subempleadas, o que no están percibiendo el salario mínimo.

En cuanto a migración, la población viaja hacia la ciudad capital, Antigua Guatemala o San Lucas Sacatepéquez por motivos laborales, así mismo, familiares de pobladores han emigrado hacia Estados Unidos en busca de mejores oportunidades, sin poder establecer un dato de lo que se percibe en el municipio por remesas familiares.

La relación empleo población para Santa Lucía Milpas Altas se encuentra en 25,15 %; sin embargo, no toda la población cuenta con un empleo a lo que se debe agregar la calidad de los mismos y los bajos salarios. Para el cumplimiento de la meta de lograr el empleo pleno, y productivo con equidad de género y edades se deben implementar programas y proyectos que generen nuevas fuentes de empleo, los cuales cubran la demanda cualitativa y cuantitativamente.

La población económicamente activa es uno de los factores productivos más importantes que inciden en el desarrollo económico de los territorios, de acuerdo con los registros del municipio se integra de la forma siguiente: Población económicamente activa 1 139 distribuido en 783 hombres y 356 mujeres. La población inactiva asciende a 3 552 distribuido en 2 508 hombres y 1 044 mujeres.

La población del municipio en el año 2002 está en un 99,23 % desempeñándose con algún tipo de trabajo, y tasa de desocupación es relativamente baja, pero, según el mapeo participativo estas cifras no son reales, ya que no hay fuentes de trabajo en el municipio, es importante señalar que la mano de obra calificada es escasa, esto debido a que no hay en el territorio oportunidades de capacitación, no existen institutos, o instituciones que se dediquen a la tecnificación de la población económicamente activa.



La economía está basada fundamentalmente en servicios de agricultura con un 31,40 % del total de la población económicamente activa. Seguido de la industria manufacturera y el comercio.

#### **1.4.2. Idioma y religión**

La cultura e identidad de Santa Lucía Milpas Altas pertenece originalmente a la etnia de los Kaqchikeles, sin embargo, esta se ha ido perdiendo debido a que actualmente el 92 % de pobladores es no indígena. Se considera que hasta los años 50 del siglo XX se hablaba Kaqchikel.

#### **1.4.3. Descripción de necesidades**

Entre las necesidades básicas y de infraestructura para Santa Lucía Milpas Altas se encuentran las siguientes:

- Mercado municipal: en la actualidad el municipio de Santa Lucía Milpas Altas no cuenta con una infraestructura adecuada como punto de comercio, que cumpla con los requisitos mínimos para brindar un servicio eficiente cómodo y seguro.
- Tramo carretero: la arteria vial que comunica a los municipios de Santa Lucía Milpas Altas y Magdalena se encuentra en mal estado. La vía de acceso es insegura y deficiente, provocando un mayor gasto para los pobladores al tener acceso a servicios fuera del municipio.
- Sistema de drenaje: no cuenta con un sistema de recolección de aguas residuales, debido a la falta de interés y priorización de las anteriores

autoridades municipales y la problemática actual es la falta de un predio para la ubicación de una planta de tratamiento de aguas residuales.

- Cobertura del 100 % del servicio de agua potable: actualmente no cuenta con un sistema adecuado, eficiente y capaz de satisfacer las necesidades de toda la comunidad, hacen uso de fuentes inadecuadas con las consecuencias del caso.

#### **1.4.4. Evaluación y priorización de necesidades**

De acuerdo al criterio que las autoridades municipales de Santa Lucía Milpas Altas y los miembros del Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) expusieron como priorización las necesidades de la forma siguiente:

- Mercado municipal
- Tramo carretero
- Sistema de drenaje
- Cobertura del 100 % del servicio de agua potable

## **2. DISEÑO DEL MERCADO MUNICIPAL**

### **2.1. Diseño y cálculo del proyecto**

Dentro del desarrollo interno del mercado se plantea una organización espacial que permite fácil visualización y obtención de los productos, por lo tanto, las áreas deben clasificarse de acuerdo con las características del manejo de los productos y la limpieza del mercado.

Para el diseño de una edificación destinada para mercado municipal se contemplan muchos aspectos que afectan directa o indirectamente al mismo, por lo que en este diseño se detallan cada uno de los procesos que se llevaron a cabo para lograr un diseño, cómodo, funcional, eficaz y seguro.

Áreas mínimas a considerar:

El Instituto de Fomento Municipal (INFOM) considera algunas áreas mínimas a tomar en cuenta en proyectos las cuales se muestran a continuación:

- **Área húmeda:** es el área que necesita de instalación de agua para limpieza de productos o puestos, aquí los pisos se deben lavar y los productos mismos tienen que estar lavados para su comercialización como: frutas, hortalizas, flores, etc.
- **Área semihúmeda:** es el área en que se ubican los puestos que requieren de instalación de agua para el lavado del producto e

instrumentos, como: carnicerías, marranerías, venta de mariscos, pollerías y comedores.

- Área seca: es el área que no necesita agua, por tratarse de productos como: venta de granos, abarrotes, productos de primera necesidad, venta de calzado, ropa, entre otros.
- Basurero: debe tener su propia área de carga y descarga, la cual debe tener un área mínima de 0,08 m<sup>2</sup> por cada metro cuadrado del mercado.

Tabla II. **Área húmeda**

Descripción	Área mínima
Carnicerías, marranerías, pollerías, pescaderías y cholojerías.	2,50 x 3,00 metros 3,00 x 3,50 metros

Fuente: INFOM.

Tabla III. **Área semihúmeda**

Descripción	Área mínima
Piso de plaza (cubierto o descubierto): verduras, frutas, etc.	1,50 x 2,00 metros
Cocinas y comedores	4,00 x 5,00 metros
Licuidos, refrescos y refacciones	3,00 x 3,00 metros

Fuente: INFOM.

Tabla IV. **Área seca**

Descripción	Área Mínima
Tiendas, abarroterías, ropa, zapatos, tela, plásticos, etc.	3,00 x 3,00 metros 3,00 x 4,00 metros

Fuente: INFOM.

Los pasillos de caminamiento se consideraran de tercer orden y deben tener un ancho mínimo de 1,50 m y el mercado debe estar ventilado según el Reglamento de Mercados de la Dirección de Abastos de Municipalidad de Guatemala.

### **2.1.1. Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico se llevó a cabo para determinar el área disponible con la que cuenta la Municipalidad de Santa Lucía Milpas Altas para la ubicación del proyecto. El método empleado para llevar a cabo el levantamiento topográfico fue el de conservación del azimut, altimetría y planimetría. (Ver anexos, libreta topográfica y plano pág. 216,217).

### **2.1.2. Análisis de suelos**

Uno de los procesos más importantes de la planificación de un proyecto es el de un estudio de suelo en donde se debe conocer el medio físico donde la estructura se sustentará, al mismo tiempo para conocer datos técnicos como el valor soporte del suelo, el peso específico del mismo y tipo de suelo.

- Ensayo triaxial

Consiste en obtener una muestra inalterada de un pie cúbico del suelo en el que se pretende cimentar para determinar el valor soporte, cohesión y ángulo de fricción interna.

El valor soporte de un suelo es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que produzca fallas dentro de su masa. El cálculo del valor soporte se realizó con la ecuación de carga última de cimentaciones cuadradas.

Según laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala (ver anexos pág. 218).

Descripción del suelo:	Limo Arenoso Color Café
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 8,41^\circ$
Cohesión:	$c_u = 1,45 \text{ Ton/m}^2$
Base de la zapata:	$B = 1,00 \text{ m}$
Desplante:	$D_f = 2,00 \text{ m}$
Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1,80 \text{ Ton/m}^3$

Determinación valor soporte:

Para determinar el valor de soporte del suelo se asumirá una zapata con dimensiones de 1m x 1m.

En función de los resultados obtenidos del ensayo triaxial, se procede a determinar el valor soporte por medio de la ecuación de Meyerhof.

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde

- $C'$  = cohesión  
 $q$  = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación  
 $\gamma$  = peso específico del suelo  
 $B$  = ancho de la cimentación  
 $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma  
 $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad  
 $F_{qi}, F_{ci}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga  
 $F_s$  = factor de seguridad = 2

Se aplicó un valor  $F_s=2$  que es el máximo valor que se le puede aplicar a este suelo para que soporte la estructura.

Se utilizó un valor de seguridad relativamente bajo para poder mantener un esfuerzo admisible que soporte la edificación. Sin embargo, este aún se encuentra dentro del rango aceptable.

Esfuerzo efectivo

$$Q = \gamma * Df$$
$$Q = 1,8 * 2 = 3,6$$

Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + 0,2 * (B/L) * \tan^2 (45 + \phi/2)$$
$$F_{cs} = 1 + 0,2 * (1/1) * \tan^2 (45 + 8,41^\circ/2) = 1,27$$
$$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0,1 * (B/L) * \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0,1 * (1/1) * \tan^2(45 + 8,41^\circ/2) = 1,13$$

Factores de inclinación

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \beta^\circ/90\right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \beta^\circ/\emptyset\right)^2 = 1$$

Factores de profundidad

$$F_{cd} = 1 + 0,2 \left(D_f/B\right) * \tan\left(45 + \emptyset/2\right)$$

$$F_{cd} = 1 + 0,2(2/1) * \tan\left(45 + 8,41^\circ/2\right) = 1,46$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0,1 * \left(D_f/B\right) * \tan\left(45 + \emptyset/2\right)$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0,1 * (2/1) * \tan\left(45 + 8,41^\circ/2\right) = 1,23$$

Factores de capacidad de carga

$$N_q = \frac{e^{\pi * \tan \emptyset} (1 + \sen \emptyset)}{1 - \sen \emptyset}$$

$$N_q = \frac{e^{\pi * \tan 8,41^\circ} (1 + \sen 8,41^\circ)}{1 - \sen 8,41^\circ} = 2,3$$

$$N_c = (N_q - 1)(\cot \emptyset)$$

$$N_c = (2,3 - 1)(\cot 8,41^\circ) = 8,8$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1,4 \emptyset) = 1$$



Datos a utilizar en ecuación de Meyerhof:

$$\emptyset = 8,41^\circ$$

$$Cu = 1,45 \text{ Ton}/m^2$$

$$B = 1,00 \text{ m}$$

$$Df = 2,0 \text{ m}$$

$$Ys = 1,80 \text{ Ton}/m^3$$

$$F_{cs} = 1,27$$

$$F_{qs} = F_{Ys} = 1,13$$

$$F_{ci} = F_{qi} = 1,00$$

$$F_{Yi} = 1,00$$

$$F_{cd} = 1,46$$

$$F_{qd} = F_{Yd} = 1,23$$

$$N_q = 2,3$$

$$N_c = 8,79$$

$$N_Y = 1$$

$$q = 3,6$$

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0,5YBN_YF_{Ys}F_{Yd}F_{Yi}$$

$$q_u = (1,45)(8,79)(1,27)(1,174)(1) + 3,6(2,3)(1,13)(1,23)(1) \\ + 0,5(1,8)(1)(1)(1,13)(1,23)(1)$$

$$q_u = 36,5 \text{ Ton}/m^2 \text{ (esfuerzo limite)}$$

Esfuerzo admisible o de diseño

$$q_a = q_d/F_s$$

$$q_a = \frac{36,5 \text{ Ton}/m^2}{2} = 18,25 \text{ Ton}/m^2$$

La siguiente tabla ubica al tipo de suelo dentro de los rangos aceptables por lo que se considera el cálculo aceptable.

Tabla V. **Tabla comparativa**

Material del suelo	t/m <sup>2</sup>	Observaciones
Roca sana no intemperizada.	645	Hay estructura de grietas
Roca regular.	430	
Roca intermedia.	215	
Roca agrietada o porosa.	22 – 86	
Suelos gravillosos.	107	Compactados, buena granulometría.
Suelos gravillosos.	64	Flojos, mala granulometría.
Suelos gravillosos.	43	Flojos, con mucha arena.
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.

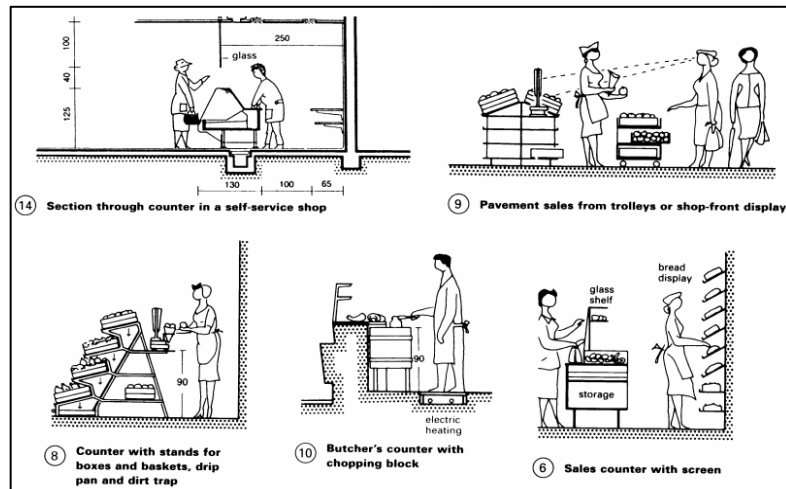
Fuente: Laboratorio de suelos de FIUSAC.

## 2.2. Diseño estructural del mercado municipal

### 2.2.1. Diseño arquitectónico

Se realizó para satisfacer las necesidades de los usuarios con el fin de darle la forma adecuada, y distribuir los diferentes ambientes que componen el edificio, garantizando la funcionalidad del proyecto, tomando en cuenta la iluminación y ventilación utilizando como referencia las dimensiones de los diagramas del *Architects Data de Ernst y Peter Neufert*, tercera edición.

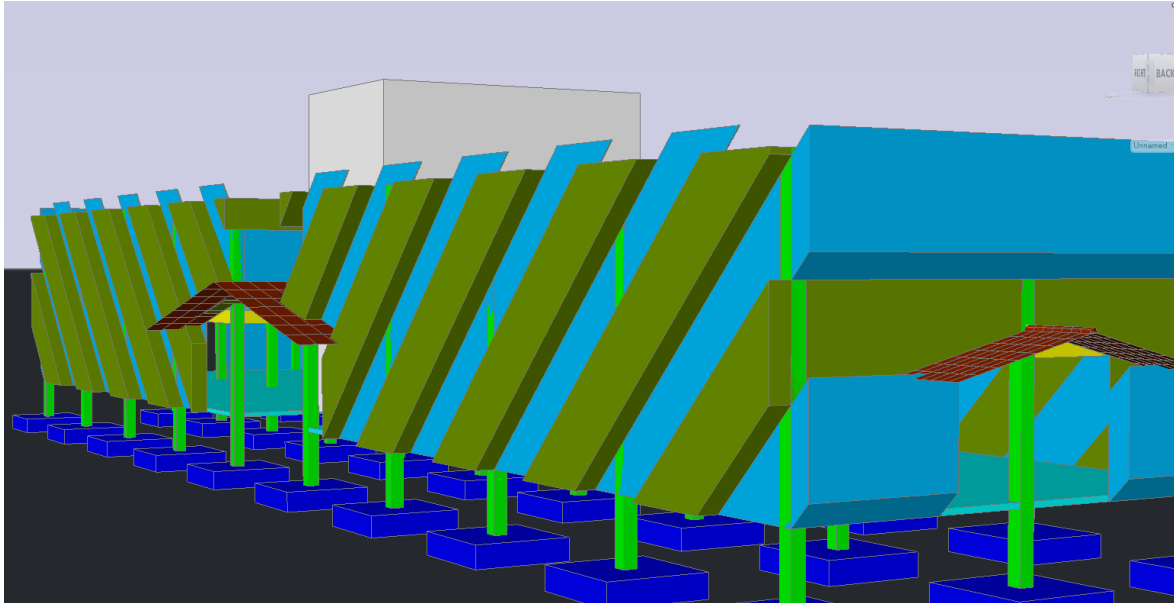
Figura 4. Diagramas de Neufert



Fuente: Architects Data. p. 368.

La arquitectura del mercado es de inspiración moderna, teniendo en cuenta la economía de la ejecución, basada en una estructura simple de concreto reforzado y barandas en el perímetro para evitar accidentes debido a la fachada extravagante a base de vidrio y tabla yeso para exteriores fácil de instalar y de dar mantenimiento.

Figura 5. **Arquitectura Exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

### **2.2.2. Normas mínimas de seguridad en instalaciones de uso público**

Las normas mínimas de seguridad constituyen el conjunto de medidas y acciones mínimas con las cuales deben cumplir los medios de evacuación de los inmuebles comprendidos. Es indispensable que para la evaluación de dicha normativa, se tenga conocimiento de los aspectos detallados en el Acuerdo 04-2011, sus reformas y acuerdos relacionados.

En este caso se aplicó y siguió el manual para la aplicación de la Norma NRD-2 de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED), ya que en el inciso B de las edificaciones e instalaciones comprendidas, se especifica que esta norma deberá ser aplicada a las

edificaciones destinadas al establecimiento de locales comerciales, incluyendo: mercados, supermercados, centros de mayoreo, expendios, centros comerciales y otros similares.

El diseño de este mercado cumplirá dicha norma la cual se enfoca en el cálculo y dimensionamiento adecuado de:

- Carga de ocupación
- Salidas de emergencia
- Gradas
- Rampas
- Pasamanos
- Pasillos
- Iluminación

Cálculo de la carga de ocupación

$$CO = \frac{\text{Área}}{\text{uso de tabla}}$$

Donde

Área = 200 m<sup>2</sup> por módulo

Uso de tabla CONRED = 2,8 para centros comerciales

Tabla VI. **Tabla de usos de CONRED**

Uso	Mínimo Dos Salidas de Emergencia, Si el Número de Ocupantes es por lo Menos	Factor de Carga de Ocupación
Centros comerciales	50	2.8

Fuente: CONRED. *Manual de uso para norma de reducción de desastres NRD-2.*

$$CO = \frac{10 * 20}{2,8} = 72 \text{ personas}$$

Debido a que el edificio será de 2 niveles la carga ocupacional se calculará de la siguiente manera:

$$CO_{total} = CO_{nivel\ 1} * 100 \% + CO_{nivel\ 2} * 50 \%$$

$$CO_{total} = 72 * 100 \% + 72 * 50 \%$$

$$CO_{total} = 108 \text{ personas}$$

Debido que la carga de ocupación es mayor a 50 personas, cada módulo deberá tener un mínimo de 2 salidas de emergencia, el ancho mínimo será de 110 cm y también aplica para gradas. Sin embargo, se deberán respetar las siguientes premisas:

- Un ancho menor a 90 cm no es apropiado para una ruta de evacuación.
- Si el ancho de la salida es de 90 cm, la carga de ocupación no puede ser mayor de 50 personas.

- Los anchos de rutas de evacuación se calculan por nivel, el ancho total deberá dividirse en la cantidad de medios de evacuación requeridos.

### **2.2.3. Selección del tipo de estructura**

Sirve para definir dimensiones y características detalladas de una estructura, entendiéndose como tal, a la parte de una construcción que tiene como función absorber los esfuerzos que se presenten durante las distintas etapas de su existencia. El análisis estructural y el diseño estructural tienen una relación intrínseca. Para poder diseñar un elemento estructural será preciso realizar un análisis de los esfuerzos a los cuales se verá sometido. Dicho análisis proveerá las magnitudes de estos, lo cual es información de primer orden para realizar el diseño del elemento que habrá de soportar dichos esfuerzos. Para este proyecto se proponen pórticos resistentes a momentos con losa tradicional utilizando un análisis por el Método de Kani y comprobado con el Software ETABS 2 015.

Se diseñará una sección de 10 m x 20 m, la cual se copiará en espejo a un lado y así poder duplicar el área de construcción.

### **2.2.4. Predimensionamiento de elementos estructurales**

El predimensionamiento se realiza tomando criterios y normas para determinar la mejor sección o dimensión de los elementos estructurales.

#### **2.2.4.1. Predimensionamiento de viga**

Una viga es un elemento estructural diseñado para resistir deformaciones por corte, flexión y torsión. Para el predimensionamiento se tomaron en cuenta

el siguiente criterio: el predimensionamiento de la viga se puede realizar con base al criterio, de que por cada metro lineal de luz libre, aumentar ocho centímetros de peralte y la base equivale a la mitad del peralte.

El método ACI 318-08, en la sección 9.5.2.1, tabla 9,5 (a), muestra diferentes situaciones para el predimensionar. Para este caso se considera una viga continua en un extremo.

Tabla VII. **Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI-318 08**

	Espesor mínimo (h)			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En Voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones y otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Fuente: ACI-318 08.

Longitud de viga crítica = 5,000 m

$$h_{viga} = (8\%)(longitud\ de\ de\ la\ viga)$$

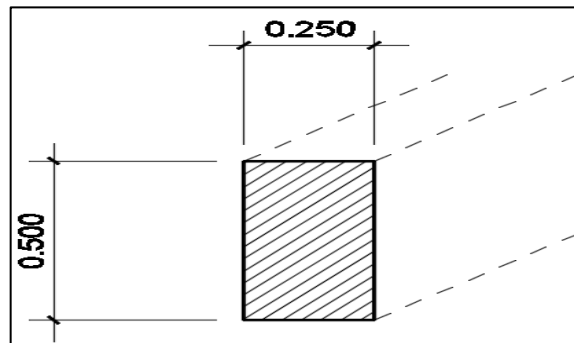
$$h_{viga} = (0,08)(5,000m) = 0,400m$$

$$h\ mínima_{viga} = \frac{L}{18,500} = \frac{5,000m}{18,500} = 0,27m$$



Se propone una sección de  $h = 0,500$  m y  $b=0,250$  m, debido a que en el predimensionamiento no se toman en cuenta los efectos de sismo.

Figura 6. **Dimensión de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

#### 2.2.4.2. **Predimensionamiento de columna**

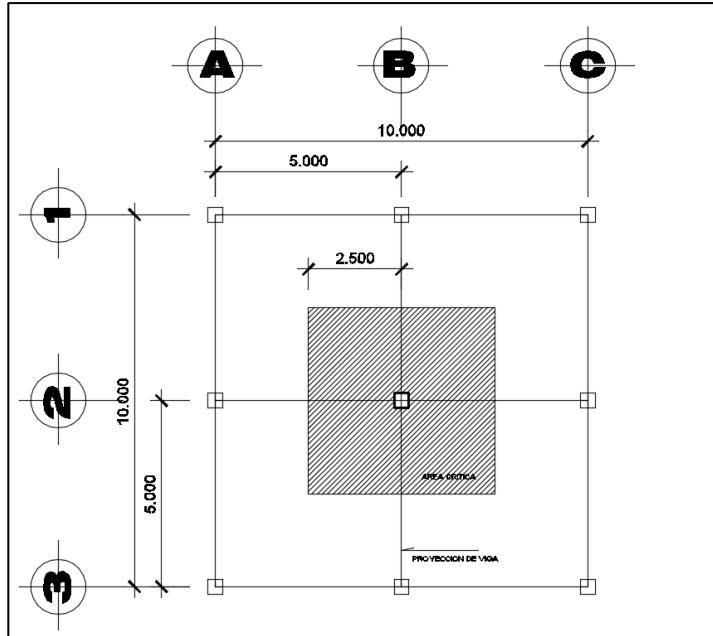
El método que se utilizará para predimensionar las columnas se basa en el cálculo de la carga axial aplicada de la columna crítica, y de esta se determina el área bruta de la sección, por medio de la ecuación (10-2) del código ACI 318-08, sección 10.3.6.2. Obteniendo este valor se puede proponer la dimensión de la sección. Para este proyecto, las dimensiones de la sección de la columna crítica se utilizarán en todas las columnas, para guardar simetría y evitar diferencias de rigidez de un marco a otro y de un nivel a otro.

$$\phi P_{n(max)} = 0,80[0,85 * f'c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Cumpliendo con lo establecido en el código ACI 318-08, sección 21.6.3.1, la cual indica que el área de refuerzo longitudinal  $A_{st}$ , no debe ser menor que  $0,01 A_g$ , ni mayor que  $0,06 A_g$ .

$$1 \%A_g \leq A_{st} \leq 6 \%A_g$$

Figura 7. Área tributaria para columna crítica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Datos de carga:

Área tributaria = 25,000 m<sup>2</sup>

Y concreto = 2 400 Kg/cm<sup>2</sup>

f 'c = 280 Kg/cm<sup>2</sup>

f<sub>y</sub> = 4 200 Kg/cm<sup>2</sup>

Sobre carga = 100 Kg/m<sup>2</sup>

CV = 500 Kg/m<sup>2</sup>

Longitud de vigas = 5,000 m + 5,000 m = 10,000 m

Sección de vigas = 0,250 m x 0,500 m

Según ACI 318-08, apéndice C, sección c.2.1, para la resistencia requerida o carga última los factores de mayoración son 1,4CM y 1,7CV; donde CM= carga muerta y CV= carga viva.

$$C_u = 1,4CM + 1,7CV$$

$$CM = W_{losa} + W_{viga} + W_{muro} + W_{sc}$$

$$W_{losa} = \gamma_c * t$$

$$W_{viga} = b * h * \gamma_c * \frac{\text{longitud}}{A_t}$$

$$W_{muro} = W_{muro} * h_{muro} * \frac{\text{long}_{muro}}{A_t}$$

$$\text{Sobre carga} = 100,00 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{losa} = 2400 \text{ Kg/m}^3 * 0,120 \text{ m} = 288,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{viga} = (0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 * 10 \text{ m}) / 25 \text{ m}^2 = 120 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{muro} = 210 \text{ Kg/m}^2 * 3 \text{ m} * \frac{10 \text{ m}}{25 \text{ m}^2} = 252 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 288 \text{ Kg/m}^2 + 120 \text{ Kg/m}^2 + 252 \text{ Kg/m}^2 + 100 \text{ Kg/m}^2 = 760 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_u = 1,4 \left( 760 \text{ Kg/m}^2 \right) + 1,7 \left( 500 \text{ Kg/m}^2 \right) = 1914 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_u = C_u * A_t * \#niveles$$

$$P_u = 1914 \text{ Kg/m}^2 * 25 \text{ m}^2 * 2 \text{ niveles} = 95700,00 \text{ Kg}$$

Igualando  $\phi P_{n(max)} = P_u$

Sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntual se obtiene el área gruesa de la columna.

$$\phi P_{n(max)} = 0,80[0,85 * f'_c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Donde

$$A_s = \rho * A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{0,8 * (0,85 * f'_c * (1 - \rho) + f_y * \rho)}$$

Donde

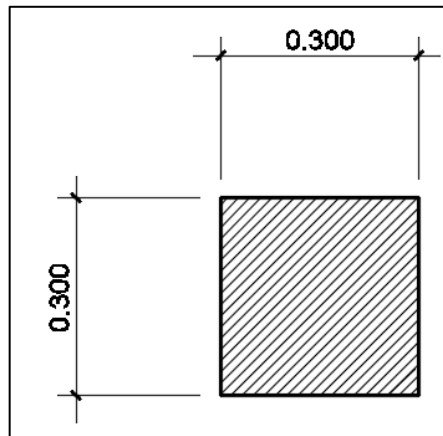
$$\rho = \text{cuantía de acero} = 1\%$$

$$A_g = \frac{95700 \text{ Kg}}{0,8 * (0,85 * 280 \text{ Kg/cm}^2 * (1 - 0,01) + 4200 \text{ Kg/cm}^2 * 0,01)}$$

$$A_g = 430,895 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar una sección de 30 cm x 30 cm = 900 cm<sup>2</sup>, mayor al área requerida, debido a que en el predimensionamiento no se toma en cuenta el efecto del sismo.

Figura 8. **Sección de columna**



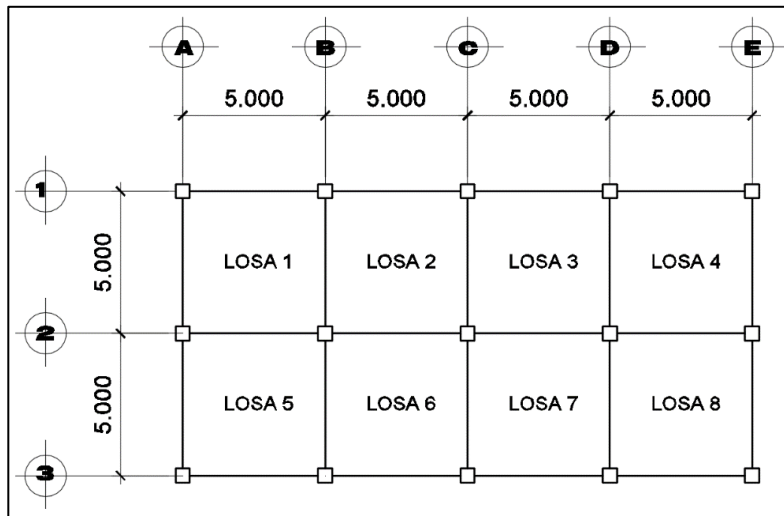
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

#### **2.2.4.3. Predimensionamiento de losa**

Las losas son elementos bidimensionales, en la que una es pequeña comparada con las dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Las losas se utilizan para proporcionar superficies planas. Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal.

Figura 9. Losas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Trabajabilidad de la losa

a = Lado corto de la losa

b = Lado largo de la losa

$m = a / b$

Si  $m < 0,5$ , la losa trabaja en un sentido,

Si  $m > 0,5$ , la losa trabaja en dos sentidos

$$m = \frac{5}{5} = 1 > 0,5; \text{ por lo tanto trabaja en 2 sentidos}$$

El espesor de losa está dado por la siguiente relación:

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{2(5 \text{ m}) + 2(5 \text{ m})}{180} = 0,111 \text{ m}$$

Tabla VIII. **Calculo de T**

losa	a	b	m (a/b)	>0.5	t
1	5	5	1	x	0.11
2	5	5	1	x	0.11
3	5	5	1	x	0.11
4	5	5	1	x	0.11
5	5	5	1	x	0.11
6	5	5	1	x	0.11
7	5	5	1	x	0.11
8	5	5	1	x	0.11

Fuente: elaboración propia.

Para este proyecto se contempla un espesor de losa  $t = 0,12$  m

## **2.2.5. Integración de cargas por *AGIES***

### **2.2.5.1. Distribución de cargas en vigas**

Las diferentes cargas que se aplican a los marcos se clasifican según su dirección: verticales o gravitacionales y horizontales; que pueden ser provocadas por distintos factores.

Cargas verticales o gravitacionales: estas se dividen en carga viva y carga muerta.

- Cargas vivas

Son todas las cargas predestinadas a un servicio de utilidad, el cual puede ser de ocupación o mantenimiento. Estas pueden ser total o parcialmente en su sitio y pueden cambiar de ubicación, la magnitud y distribución son inciertas en

un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

La tabla VII muestra los valores de carga viva para diferentes clasificaciones de ocupación, según las normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala, AGIES.

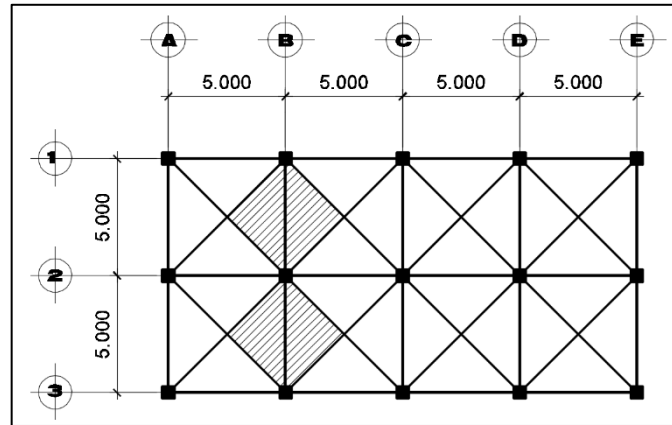
Tabla IX. **Cargas vivas mínimas, uniformemente distribuidas**

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m <sup>2</sup> )
Escaleras públicas	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas a nivel de la calle	500
Salones sin asiento fijo	500
Escenarios y circulaciones	500
Garajes para vehículos de carga (2,000 Kg)	500
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Almacenes Minoristas	500
Almacenes Mayoristas	600
Azoteas de concreto sin acceso	200

Fuente: Normas AGIES NSE 2-10. *Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.* p. 7.

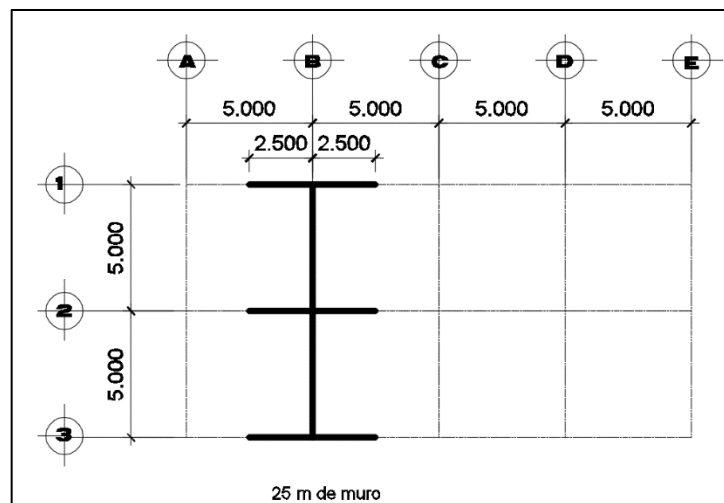


Figura 10. **Área tributaria del eje B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 11. **Longitud de muros eje B**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

$$A_{t\text{ eje } 2} = A * 4$$

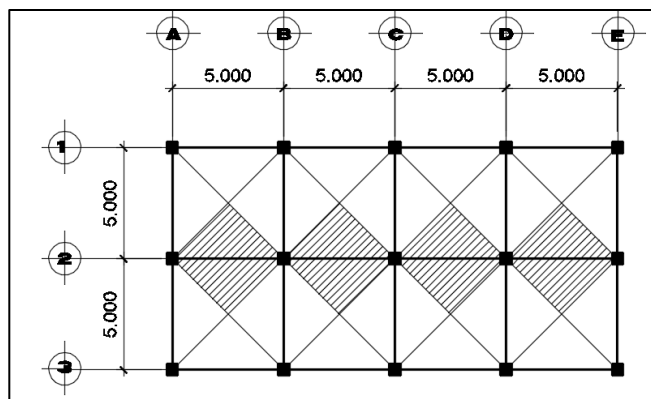
Donde

$A =$  sección de área tributaria

$$A = 6,25 \text{ m}^2$$

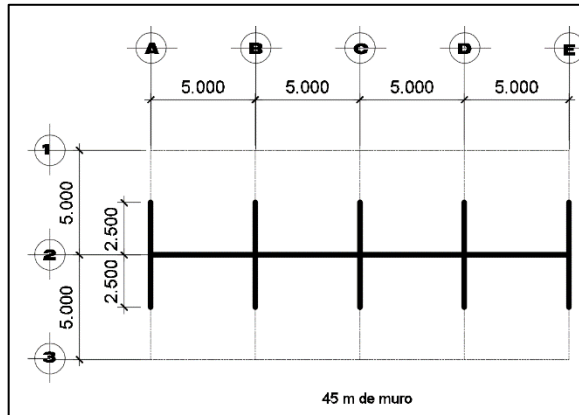
$$A_{t\text{ eje } 2} = 6,25 * 4 = 25 \text{ m}^2$$

Figura 12. Área tributaria del eje 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 13. Longitud de muros eje 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

$$A_{t \text{ eje } B} = A * 8$$

Donde

$A =$  Sección de área tributaria

$$A = 6,25 \text{ m}^2$$

$$A_{t \text{ eje } B} = 6,25 * 8 = 50 \text{ m}^2$$

Ejemplo : Integración eje y (azotea):

$$Carga Muerta = W_{losa} + W_{viga} + W_{sc}$$

$$W_{losa} = \gamma_c * t * A_t / long \text{ viga}$$

$$W_{viga} = (h - t_{losa}) \gamma_c * B$$

$$Carga Viva = \frac{At * Wv}{Lviga}$$

Donde

- $\gamma_c$  = Peso del concreto  
 $W_m$  = Peso del muro  
 $W_{sc}$  = Sobrecarga  
 $t$  = Espesor de la losa  
 $A_t$  = Área tributaria  
 $longviga$  = Longitud de la viga a ejes.

Datos a utilizar:

$$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_m = 170 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{sc} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$t = 0,12 \text{ m}$$

$$A_t = 25 \text{ m}^2$$

$$longviga = 10 \text{ m}$$

$$h_{muro} = 3,00 \text{ m}$$

$$L_{muro} = 25 \text{ m}$$

$$losa = \frac{2400 \text{ Kg/m}^2 * 0,12\text{m} * 25 \text{ m}^2}{10 \text{ m}} = 720 \text{ Kg/m}$$

$$viga = (0,50\text{m} - 0,12\text{m}) * 2400 \text{ Kg/m}^2 * 0,25\text{m}^2 = 228 \text{ Kg/m}$$

$$SC = \frac{100 \text{ Kg/m}^2 * 25 \text{ m}^2}{10 \text{ m}} = 250 \text{ Kg/m}$$

$$CM = W_{losa} + W_{viga} + W_{sc}$$

$$CM_{azotea eje 2} = 720 \text{ Kg/m} + 228 \text{ Kg/m} + 250 \text{ Kg/m} = 1198 \text{ Kg/m}$$

$$CV_{azotea eje 2} = \frac{200 \text{ Kg/m}^2 * 25 \text{ m}^2}{10 \text{ m}} = 500 \text{ Kg/m}$$

Integración eje y (entrepiso):

$$losa = \frac{2400 \text{ Kg/m}^2 * 0,12 \text{ m} * 25 \text{ m}^2}{10 \text{ m}} = 720 \text{ Kg/m}$$

$$viga = (0,50 \text{ m} - 0,12 \text{ m}) * 2400 \text{ Kg/m}^2 * 0,25 \text{ m} = 228 \text{ Kg/m}$$

$$SC = \frac{100 \text{ Kg}^2 * 25 \text{ m}^2}{10 \text{ m}} = 250 \text{ Kg/m}$$

$$W_{muro} = \frac{25 \text{ m} * 3 \text{ m} * 170 \text{ Kg/m}^2}{10 \text{ m}} = 1275 \text{ Kg/m}$$

$$CM = W_{losa} + W_{viga} + W_{muro} + W_{sc}$$

$$CM_{entrepiso eje 2} = 720 \text{ Kg/m} + 228 \text{ Kg/m} + 1275 \text{ Kg/m} + 250 \text{ Kg/m}$$

$$= 2473 \text{ Kg/m}$$

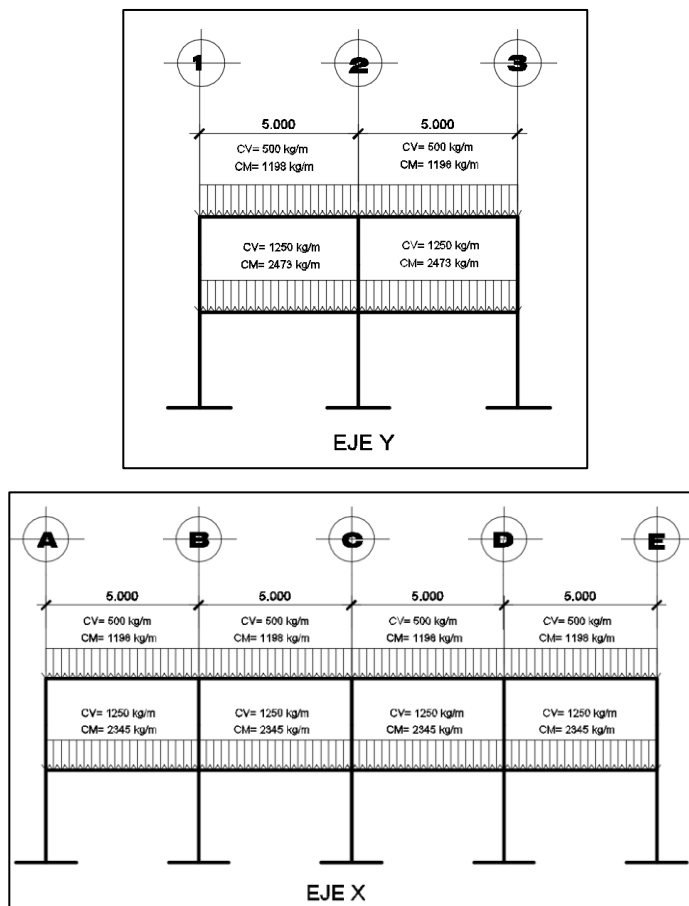
$$CV_{entrepiso eje 2} = \frac{500 \text{ Kg/m}^2 * 25 \text{ m}^2}{10 \text{ m}} = 1250 \text{ Kg/m}$$

Tabla X. **Tabla de cálculo de carga viva y muerta**

eje	nivel	losa (kg/m)	viga	sc	muro	CM (Kg/m)	CV (Kg/m)
Y	azotea	720	228	250	0	1198	500
	entrepiso	720	228	250	1275	2473	1250
X	azotea	720	228	250	0	1198	500
	entrepiso	720	228	250	1148	2346	1250

Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Distribución cargas calculadas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

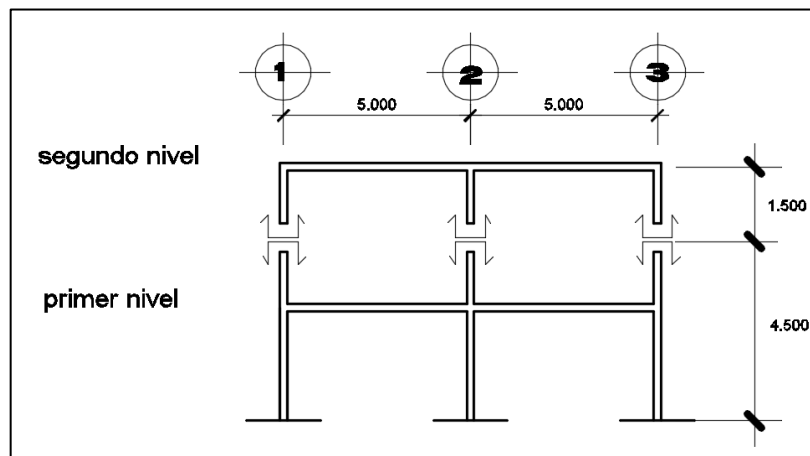
### 2.2.5.2. Fuerzas de sismo

Son aquellas que actúan perpendicularmente a la línea de acción de la gravedad. Son producidos por el efecto de sismo, viento o impacto, por lo cual son puramente dinámicas (a diferencia de las verticales que son estáticas).

La fuerza de sismo es directamente proporcional al peso total de la estructura, considerando que la estructura está empotrada a nivel del suelo, en donde será el punto de aplicación. A esta carga se le conoce como corte basal ( $V_b$ ), luego se distribuye a cada nivel de la estructura y posteriormente por marcos, proporcional a la rigidez de los elementos estructurales.

Para eso se calcula el peso total de la estructura de la siguiente manera:

Figura 15. Distribución de alturas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Pesos por nivel:

$$W_{losa} = \text{Área total} * t_{losa} * \gamma_c$$

$$W_{viga} = \text{Long viga} * \text{sección de viga} * \gamma_c * \#_{vigas}$$

$$W_{columnas} = \text{Secc de col} * h_{col} * \gamma_c * \#_{columnas}$$

$$w_{muro} = \text{Long muro} * h/muro * \text{peso muro}$$

$$W_{acabados} = \text{Área total} * \text{peso acabados}$$

$$0,25 * CV = W_{CV} * \text{Área total}$$

Segundo nivel:

$$w_{losa} = (20 \text{ m} + 0,30 \text{ m})(10 \text{ m} + 0,30 \text{ m}) * 0,12 \text{ m} * 2400 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 60\,218 \text{ Kg}$$

$$w_{viga} = [3 * (0,50 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 20 \text{ m}) + 4 * (10 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 0,25 \text{ m})] \\ * 2400 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 30\,000 \text{ Kg}$$

$$w_{columna} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 1,5 \text{ m} * 15 * 2400 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 4\,860 \text{ Kg}$$

$$w_{muros} = (1,5 \text{ m} * 20 \text{ m} * 3 + 1,5 \text{ m} * 10 \text{ m} * 5) * 170 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 28\,050 \text{ Kg}$$

$$w_{acabados} = 20,3 \text{ m} * 10,3 \text{ m} * 100 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 20\,909 \text{ Kg}$$

$$CM = 144\,037 \text{ Kg}$$

Primer nivel:

$$w_{losa} = (20 \text{ m} + 0,30 \text{ m})(10 \text{ m} + 0,30 \text{ m}) * 0,12 \text{ m} * 2400 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 60\,218 \text{ Kg}$$



$$w_{viga} = [3 * (0,50 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 20 \text{ m}) + 4 * (10 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 0,25 \text{ m})] \\ * 2400 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 30\,000 \text{ Kg}$$

$$w_{columna} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 4,5 \text{ m} * 15 * 2400 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 14\,580 \text{ Kg}$$

$$w_{muros} = (4,5 \text{ m} * 20 \text{ m} * 3 + 4,5 \text{ m} * 10 \text{ m} * 5) * 170 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 84\,150 \text{ Kg}$$

$$w_{acabados} = 20,3 \text{ m} * 10,3 \text{ m} * 100 \text{ Kg}/\text{m}^2 = 20\,909 \text{ Kg}$$

$$CM = 209\,857 \text{ Kg}$$

Peso total 2do nivel:

$$W1 = 144\,037 \text{ Kg} + 200 * 20 * 10 * 0,25 = 154\,037 \text{ Kg}$$

Peso total 1er nivel:

$$W2 = 209\,857 \text{ Kg} + 500 * 20 * 10 * 0,25 = 234\,857 \text{ Kg}$$

Peso total de la estructura

$$W_{total} = W_{segundo\ nivel} + W_{primer\ nivel}$$

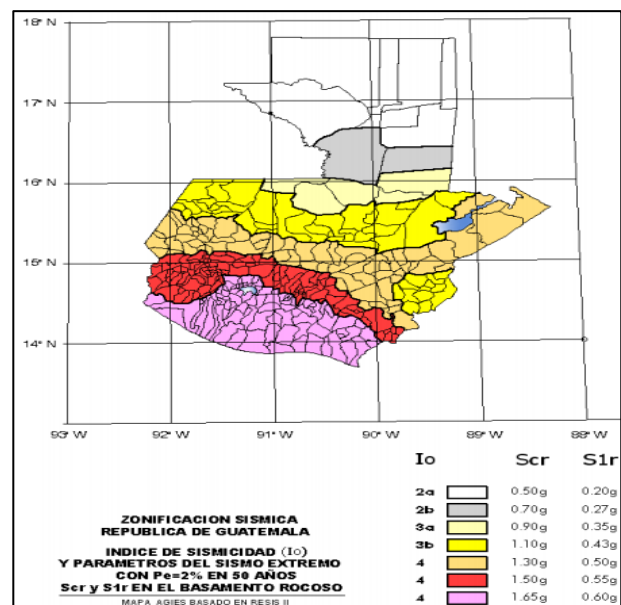
$$W_{total} = 154\,037 \text{ Kg} + 234\,857 \text{ Kg} = 388\,894 \text{ Kg} \sim 388,9 \text{ Ton}$$

Para el diseño del mercado municipal de Santa Lucía Milpas Altas se utilizará el Código Nacional AGIES. Para determinar las cargas horizontales se procede a calcular el corte basal, calculándolo de la siguiente manera:

Clasificación de obra: enlistada en la categoría ocupacional III, según AGIES NSE 1-10 pg. 7, como obra importante por ser un mercado.

Según el mapa de zonificación sísmica AGIES NSE 2-10 pág. 14, de la República de Guatemala, el municipio Santa Lucía Milpas Altas se encuentra en la zona sísmica 4.

Figura 16. **Zonificación sísmica para el área de Guatemala**



Fuente: AGIES NSE 2-10. p. 14.

Según AGIES NSE 2-10 sección 4.3.2.2 se debe diseñar como un sismo severo por ser una obra importante, el sismo severo tiene una probabilidad de excedencia de 5 % en 50 años.

De acuerdo con el mapa de zonificación sísmica se determinan los parámetros Scr y S1r, que son respectivamente la ordenada espectral de

período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo:

$$S_{cr} = 1,65 g$$

$$S_{1r} = 0,60 g$$

Figura 17. **Clase de obra**

**Tabla 4-1**  
**Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 5	E	E	D	C
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica

Fuente: AGIES NSE 2-10. p. 13.

Según el índice de sismicidad de 4 y que nuestra obra se clasificará como esencial se usa la clase de obra E.

Las ordenadas espectrales deberán ser modificadas de acuerdo a las condiciones de la superficie, según el perfil de suelo donde se encuentre como la ecuación (4-1a) y (4-22a) AGIES NSE 2-10 p.13:

$$S_{cs} = S_{1r} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Figura 18. **Coeficientes de sitio**

<b>Coeficiente de Sitio <math>F_a</math></b>					
Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

<b>Coeficiente de Sitio <math>F_v</math></b>					
Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10, p. 15.

El coeficiente de sitio  $F_a$  se determina de la tabla 4-2 AGIES NSE 2-10, p. 15 que para el caso de estudio es igual a 0,9.

El coeficiente de sitio  $F_v$  se determina de la tabla 4-3 AGIES NSE 2-10, p. 15, que para el caso de estudio es igual a 2,4.

Figura 19. Factores sísmicos

Tipo de fuente sísmica				
Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de Corrimiento (mm por año)	
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (nota 1)	$M_0 \geq 7.0$	$TC \geq 5$	
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_0 \geq 7.0$ $M_0 < 7.0$ $M_0 \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$	
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_0 < 6.5$	$TC < 2$	
Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente Nota 2: la magnitud $M_0$ y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica				
Factor $N_s$ para períodos cortos de vibración				
Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	$\leq 2$ km	5 km	$\geq 10$ km	
A	1.25	1.12	1.0	
B	1.12	1.0	1.0	
C	1.0	1.0	1.0	
Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km Nota 2: utilizar el factor $N_s$ que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes				
Factor $N_v$ para períodos largos de vibración				
Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
Nota 1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km Nota 2: utilizar el factor $N_v$ que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes				

Fuente: AGIES NSE 2-10. p. 24.

El factor de proximidad  $N_s$ , se determina en la tabla 4-6 AGIES NSE 2-10, p. 24 el cual es de 1,12, al igual que  $N_v$  por estar alejado de la falla a más de 5 Km. (distancia en línea recta de Santa Lucía Milpas Altas a la falla de Mixco).

$$S_{cs} = 1,65 * 0,9 * 1,12 = 1,66$$

$$S_{1s} = 0,60 * 2,4 * 1,12 = 1,61$$

El factor de escala  $K_d$ , para el caso del mercado por ser evaluado como un sismo severo es de  $K_d=0,80$ , sección 4.3.4.1.

El espectro calibrado al nivel de diseño requerido dado por la sección 4.3.4.2 será el siguiente:

$$S_{cd} = K_d(S_{cs})$$

$$S_{1d} = K_d(S_{1s})$$

$$S_{cd} = 0,8(1,66) = 1,33$$

$$S_{1d} = 0,8(1,61) = 1,29$$

Período de transición  $T_s = S_{1d}/S_{cd}$  (ecuación 4-3 AGIES NSE 2-10 secc.4.3.3.4 p. 15).

$$T_s = \frac{1,29}{1,33} = 0,97 \text{ seg}$$

De la norma AGIES NSE 3-10, Sección 2.1.1, se tiene la ecuación para el corte basal, la cual se muestra a continuación:

$$V_b = C_s * W_s$$

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde

Vb = corte basal

Cs = Coeficiente sísmico al límite de cedencia

Ws = Peso de la edificación

Sa (T) = Demanda de diseño para una estructura con período T

R = Factor de reducción para este caso es 8, (tabla 1-1, NSE 3-10, p. 11)

Período de vibración:

El período de vibración de la estructura según AGIES NSE 3-10, sección 2.1.4.1, permite considerar el empírico, que será utilizado en el diseño y es el siguiente:

$$T_a = K_t * (h_n)^x$$

Donde

$$K_t = 0,049$$

x = 0,75 para el sistema estructural E1

h<sub>n</sub> = Altura de la edificación

$$T_a = 0,049 * (6,00)^{0,75} = 0,19 \text{ seg}$$

Ordenadas espectrales:

La norma AGIES NSE 2-10 permite en su sección 2.1.6 los períodos de diseño podrán ser directamente los empíricos encontrados anteriormente T<sub>a</sub>.

Si: T < T<sub>s</sub>

$$0,19 < 0,97$$

Por lo tanto:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} = \frac{1,33}{8} = 0,17$$

La norma permite realizar correcciones al espectro en la sección 2.1.2.1. del NSE 3-10, que especifica los valores mínimos de  $C_s$ , a continuación se hace el análisis:

$$C_s > 0,044 * S_{cd} = 0,044 * 1,33 = 0,059 \quad \text{Si cumple}$$

$$C_s > 0,75 * \frac{K_d * S_{1r}}{R} = 0,75 * \frac{0,8 * 0,60}{8} = 0,045 \quad \text{Si cumple}$$

El corte basal será entonces:

$$V_b = C_s * W_s = 0,17 * (388,9 \text{ Ton}) = 66,113 \text{ Ton}$$

$$V_b = 66,113 \text{ Ton}$$

- Fuerzas por nivel

Distribución de fuerza lateral por nivel según AGIES NSE 3-10, sección 2.2, p. 27, que indica que la sumatoria de fuerzas por nivel será igual al corte basal, expresado de la siguiente manera:

$$F_x = \frac{(V_b * W_x * h_x^k)}{\Sigma(W_i h_i^k)}$$

Donde

$F_x$  = Fuerza por nivel



Vb = Corte basal

Wx = Peso por nivel

Hx = Altura de nivel

K = Para períodos menores a 0,5 seg., se considera = 1

Tabla XI. **Fuerzas por nivel**

Nivel	W Ton	Kx	Wi*h	Cvx	Fx Ton	eje y Ton	eje x Ton
3	0	0	0	0	0	0	0
2	154.037	6	924.222	0.57	37.51	7.50	12.50
1	234.857	3	704.571	0.43	28.60	5.72	9.53
Total	388.894		1 628.793				

Fuente: elaboración propia.

- Fuerzas por marco

A partir de las fuerzas por nivel, se calculan las fuerzas por marco, la división de la fuerza de piso  $F_n$  es proporcional a la rigidez de los marcos,

Cálculo del centro de masa (CM)

Debido a que el edificio es completamente simétrico (como se ve en la figura 11 pag. 32) sus centros de masa son:

$C_{mx}=10$  m;  $C_{my}=5$  m en ambos niveles

Centro de rigidez:

$$CR_{x,y} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i * X_i}{\sum K_i}$$

Factor columna último nivel

$$Kc = \frac{1}{\frac{F * h^3}{3Ec * I} + \frac{1,2Fh}{A * G}}$$

Factor columna pisos intermedio

$$Kc = \frac{1}{\frac{F * h^3}{12Ec * I} + \frac{1,2Fh}{A * G}}$$

Donde

F = Fuerza actuante por nivel

G = 0,4\*Ec = Módulo cortante

Ec = 15 100√f'c = Módulo de elasticidad del concreto

Ri = Rigidez del marco

E = Módulo de elasticidad del concreto

hi = Altura del nivel propio en que se calcula (cm)

hf = Altura del nivel inferior al que se calcula (cm)

hs = Altura de nivel superior al que se calcula (cm)

Kci = Inercia de columna \* número de columnas / longitud de columna del nivel en que se calcula.

Kvf = Inercia de viga \* número de vigas / longitud de viga del nivel inferior al que se calcula.

Kvi = Inercia de viga \* número de vigas / longitud de viga del nivel en que se calcula.

$$Kc2 = \frac{1}{\frac{36\,510 * 300^3}{3 * 15\,100\sqrt{280} * \frac{1}{12} * 30 * 30^3} + \frac{1,2 * 36\,510 * 300}{30 * 30 * 0,4 * 15\,100\sqrt{280}}}$$

$$Kc2 = 0,052cm^{-1}$$

$$Kc1 = \frac{1}{\frac{27\,200 * 300^3}{12 * 15\,100\sqrt{280} * \frac{1}{12} * 30 * 30^3} + \frac{1,2 * 27\,200 * 300}{30 * 30 * 0,4 * 15\,100\sqrt{280}}}$$

$$Kc1 = 0,27cm^{-1}$$

A continuación se muestra una tabla con el resumen de cálculo de rigideces por marco para cada nivel:

Tabla XII. **Cálculo de centro de rigidez**

2do nivel eje x					
marco	#col	Kc	Km	L	Km*L
1	3	0.052	0.156	0	0
2	3	0.052	0.156	5	0.78
3	3	0.052	0.156	10	1.56
4	3	0.052	0.156	15	2.34
5	3	0.052	0.156	20	3.12
			0.78		7.8
cr=		10			

1er nivel eje x					
marco	#col	Kc	Km	L	Km*L
1	3	0.27	0.81	0	0
2	3	0.27	0.81	5	4.05
3	3	0.27	0.81	10	8.1
4	3	0.27	0.81	15	12.15
5	3	0.27	0.81	20	16.2
			4.05		40.5
cr=		10			

2do nivel eje y					
marco	#col	Kc	Km	L	Km*L
1	5	0.052	0.26	0	0
2	5	0.052	0.26	5	1.3
3	5	0.052	0.26	10	2.6
			0.78		3.9
cr=		5			

1er nivel eje y					
marco	#col	Kc	Km	L	Km*L
1	5	0.27	1.35	0	0
2	5	0.27	1.35	5	6.75
3	5	0.27	1.35	10	13.5
			4.05		20.25
cr=		5			

Fuente: elaboración propia.

Debido a que el edificio es completamente simétrico y no se tienen cargas en posiciones que puedan cambiar el centro de masa, nos da como resultado un centro de rigidez en la misma posición que el centro de masa.

$$C_{rx} = 7,8/0,78$$

$$C_{rx} = 10 \text{ m}$$

$$C_{ry} = 5 \text{ m en ambos niveles}$$

La referencia que se tomó fue la intersección de los ejes C-1, para colocar las coordenadas en 0, 0 del sistema.

- Excentricidad

$$e_x = |C_{mx} - C_{rx}| = 0$$

$$e_y = |C_{my} - C_{ry}| = 0$$

Las excentricidades en x, y son cero, debido a que el centro de masa es el mismo que el centro de rigidez.

- Excentricidad accidental

$$e_{xy} = |C_{mxy} - C_{rxy}| \pm 0,05 * b$$

Donde:

b= Largo de eje analizado

Tabla XIII. **Excentricidad accidental**

2do nivel	
e1x = 0 + 0.05 * 20 =	1
e2x = 0 - 0.05 * 20 =	-1
e1y = 0 + 0.05 * 10 =	0.5
e2y = 0 - 0.05 * 10 =	-0.5

1er nivel	
e1x = 0 + 0.05 * 20 =	1
e2x = 0 - 0.05 * 20 =	-1
e1y = 0 + 0.05 * 10 =	0.5
e2y = 0 - 0.05 * 10 =	-0.5

Fuente: elaboración propia.

Con base en los resultados obtenidos anteriormente se procede a calcular el corte actuante por efecto de torsión en cada uno de los marcos, de la siguiente manera:

- Torsión

Donde

$V_s = \text{Corte por sismo en marco}$

$V_t = \text{Corte por torsión en marco}$

$$V_s = \frac{K_{mi} * F_{xi}}{\sum K_{mi}}$$

$$V_t = \frac{e_i * K_{mi} * F_{xi} * dI}{\sum K_{mi} * dI^2}$$

Tabla XIV. Corte por sismo y torsión

2do nivel eje x											
eje	e	Fx	Km	dl	KmFx	Kmdl	km DI <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vs+Vt	
1	e1x	1	12500	0.156	-10	1950	-1.56	15.6	2500	-500	2000
	e2x	-1	12500	0.156	-10	1950	-1.56	15.6	2500	500	3000
2	e1x	1	12500	0.156	-5	1950	-0.78	3.9	2500	-250	2250
	e2x	-1	12500	0.156	-5	1950	-0.78	3.9	2500	250	2750
3	e1x	1	12500	0.156	0	1950	0	0	2500	0	2500
	e2x	-1	12500	0.156	0	1950	0	0	2500	0	2500
4	e1x	1	12500	0.156	5	1950	0.78	3.9	2500	250	2750
	e2x	-1	12500	0.156	5	1950	0.78	3.9	2500	-250	2250
5	e1x	1	12500	0.156	10	1950	1.56	15.6	2500	500	3000
	e2x	-1	12500	0.156	10	1950	1.56	15.6	2500	-500	2000
$\Sigma$ 0.78						$\Sigma$ 39					

2do nivel eje y											
eje	e	Fx	Km	dl	KmFx	Kmdl	km DI <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vs+Vt	
A	e1x	1	7500	0.26	-5	1950	-1.3	6.5	2500	-375	2125
	e2x	-1	7500	0.26	-5	1950	-1.3	6.5	2500	375	2875
B	e1x	1	7500	0.26	0	1950	0	0	2500	0	2500
	e2x	-1	7500	0.26	0	1950	0	0	2500	0	2500
C	e1x	1	7500	0.26	5	1950	1.3	6.5	2500	375	2875
	e2x	-1	7500	0.26	5	1950	1.3	6.5	2500	-375	2125
$\Sigma$ 0.78						$\Sigma$ 13					

1er nivel eje x											
eje	e	Fx	Km	dl	KmFx	Kmdl	km DI <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vs+Vt	
1	e1x	1	9530	0.81	-10	7719.3	-8.1	81	1906	-381	1524.8
	e2x	-1	9530	0.81	-10	7719.3	-8.1	81	1906	381	2287.2
2	e1x	1	9530	0.81	-5	7719.3	-4.05	20.25	1906	-191	1715.4
	e2x	-1	9530	0.81	-5	7719.3	-4.05	20.25	1906	191	2096.6
3	e1x	1	9530	0.81	0	7719.3	0	0	1906	0	1906
	e2x	-1	9530	0.81	0	7719.3	0	0	1906	0	1906
4	e1x	1	9530	0.81	5	7719.3	4.05	20.25	1906	191	2096.6
	e2x	-1	9530	0.81	5	7719.3	4.05	20.25	1906	-191	1715.4
5	e1x	1	9530	0.81	10	7719.3	8.1	81	1906	381	2287.2
	e2x	-1	9530	0.81	10	7719.3	8.1	81	1906	-381	1524.8
$\Sigma$ 4.05						$\Sigma$ 202.5					

Continuación de la tabla XIV.

1er nivel eje y											
eje	e	Fx	Km	dl	KmFx	Kmdl	km DI <sup>2</sup>	Vs	Vt	Vs+Vt	
	e1x	1	5720	1.35	-5	7722	-6.75	33.75	1906.67	-286	1620.67
A	e2x	-1	5720	1.35	-5	7722	-6.75	33.75	1906.67	286	2192.67
	e1x	1	5720	1.35	0	7722	0	0	1906.67	0	1906.67
B	e2x	-1	5720	1.35	0	7722	0	0	1906.67	0	1906.67
	e1x	1	5720	1.35	5	7722	6.75	33.75	1906.67	286	2192.67
C	e2x	-1	5720	1.35	5	7722	6.75	33.75	1906.67	-286	1620.67
				$\Sigma$ 4.05			$\Sigma$ 67.5				

Fuente: elaboración propia.

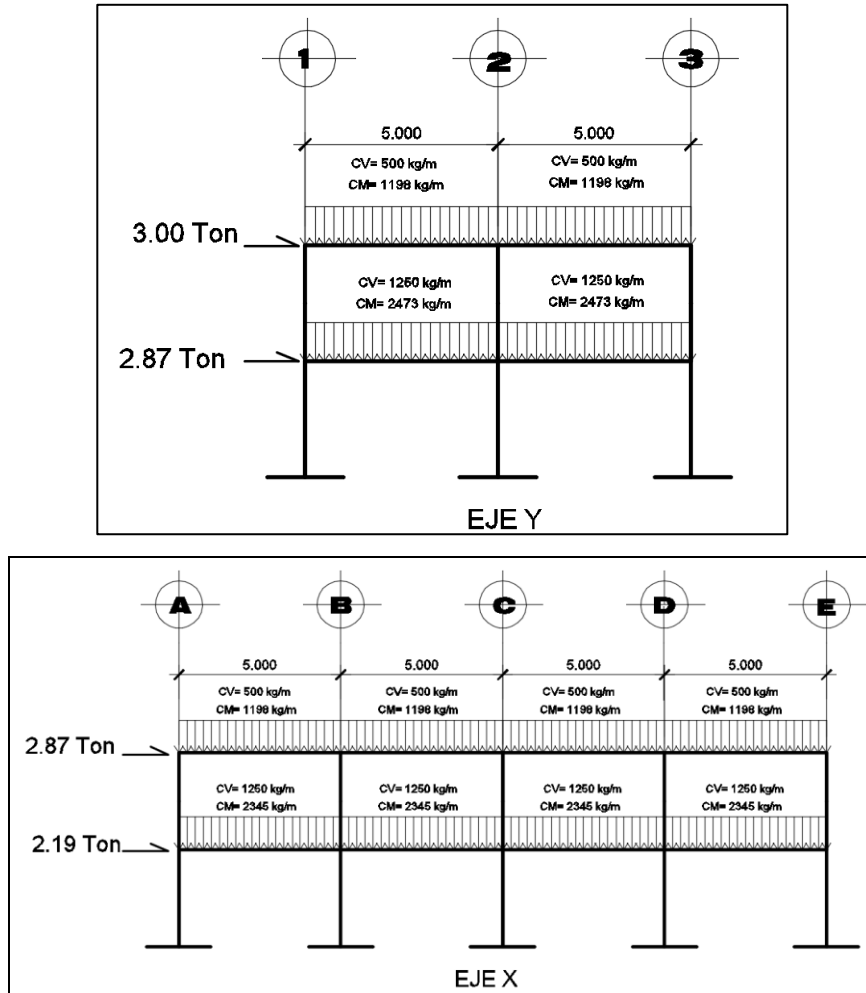
Tabla XV. **Resumen de cargas y marcos críticos**

RESUMEN				
marco	nivel	F Kg	F Ton	
		2	3000	3
1	1	2287.2	2.2872	
	2	2750		2.75
2	1	2096.6	2.0966	
	2	2500		2.5
3	1	1906	1.906	
	2	2750		2.75
4	1	2096.6	2.0966	
	2	3000		3
5	1	2287.2	2.2872	
	2	2875		2.875
A	1	2192.7	2.1927	
	2	2500		2.5
B	1	1906.7	1.9067	
	2	2875		2.875
C	1	2192.7	2.1927	

MARCOS CRITICOS			
marco	nivel	F Ton	
		2	3
1	1	2.2872	
	2	2.875	
A	1	2.1927	

Fuente: elaboración propia.

Figura 20. Fuerzas de sismo y torsión



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

## 2.2.6. Análisis estructural

### 2.2.6.1. Método numérico y software Etabs

Definido el tipo de sección que se utilizará en el análisis y diseño se procede a la determinación de las cargas que actúan sobre la estructura; estas



producen esfuerzos de corte, flexión, torsión etc. En este caso se consideran únicamente las cargas verticales producidas por los entrepisos que se suponen uniformemente distribuidas sobre vigas, y las fuerzas horizontales de sismo.

Ya establecidos los modelos matemáticos, con sus cargas respectivas, se realiza un análisis estructural el cual debe considerar los efectos máximos producidos por las cargas que soporta la estructura, se sugiere que se haga un análisis para cada tipo de carga (carga muerta, carga viva y carga por sismo), luego utilizar la envolvente de momentos para calcular los efectos máximos que se producen en la estructura.

#### **2.2.6.2. Análisis de marcos utilizando el método numérico de Kani**

La presente descripción del método de Kani es aplicable únicamente en miembros de sección constante; no incluye casos cuando existen columnas de diferentes alturas en un mismo piso, o cuando hay articulaciones en los apoyos de las columnas.

Cálculo de momentos fijos ( $MF_{ik}$ ) utilizada cuando existen cargas verticales.

Cálculo de momentos de sujeción ( $M_s$ ) empleada cuando hay cargas verticales:

$$M_s = \Sigma MF_{ik}$$

Determinación de fuerzas de sujeción (H) se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$H = FM NIVEL_n$  (fuerza por marco del nivel n, tomada del análisis sísmico)

Cálculo de la fuerza cortante en el piso ( $Q_n$ ); destinada cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \Sigma H$$

Cálculo de momentos de piso ( $M_n$ ); utilizada cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$M_n = ((Q_n * h_n)/3); h_n = \text{altura del piso n}$$

Cálculo de rigideces de los elementos ( $k_{ik}$ )

$$k_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$$

I = Inercia del elemento

L = Longitud del elemento

Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto ( $\mu_{ik}$ )

$$\mu_{ik} = \frac{1}{2} * \left( \frac{K_{ik}}{\Sigma K_{in}} \right)$$

Cálculo de factores de corrimiento ( $v_{ik}$ ); empleada cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$v_{ik} = -3/2 \left( \frac{K_{ik}}{\Sigma K_{in}} \right)$$

Cálculo de iteraciones, influencias de giro ( $M'ik$ ) las influencias de giro se utilizan de acuerdo al efecto de ladeo.

$$M'ik = \mu ik(Ms + \Sigma M'ni)) \quad \text{Sin ladeo}$$

$$M'ik = \mu ik(Ms + \Sigma M'ni + M''in) \quad \text{Con ladeo}$$

Cálculo de iteraciones, influencias o desplazamiento ( $M''ik$ ); se calcula cuando existe ladeo.

$$M''ik = vik(\Sigma(M'ik + M'ki)) \quad \text{Ladeo por asimetría}$$

$$M''ik = vik(Mn + \Sigma(M'ik + M'ki)) \quad \text{Ladeo por fuerza horizontal}$$

Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra ( $Mik$ )

$$Mik = MFik + 2M'ik + M'ki \quad \text{Sin ladeo}$$

$$Mik = MFik + 2M'ik + M'ki + M''ik \quad \text{Con ladeo}$$

Cálculo de momentos fijos

$$MFik = MF = \pm \frac{wI^2}{12}$$

Cálculo de rigideces de los elementos ( $Kik$ )

Inercia de elementos rectangulares  $I = bh^3/12$

Rigidez  $K = I/L$

K = Rigidez del elemento

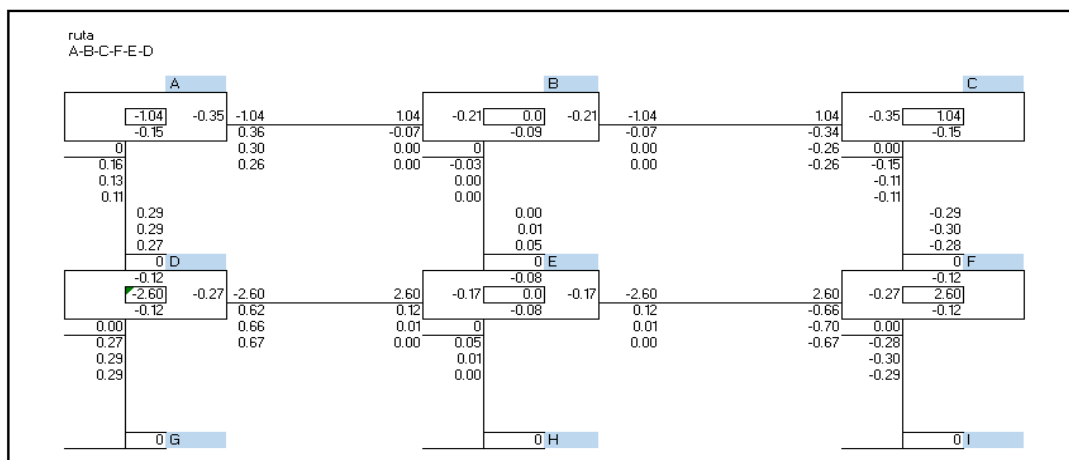
L = Longitud del elemento

I = Inercia del elemento

Con las fórmulas anteriores se creó una hoja de cálculo en Excel, que concluyó los siguientes resultados, al calcular el comportamiento de la carga viva, en el eje Y de la estructura, aplicando el criterio del método KANI anteriormente descrito.

Tabla XVI. Cálculo de Kani

<b>INERCIA</b> $I = 1/12 * b * h^3$ $I_{viga} = 0.002604167$ $I_{columna} = 0.000675$		$K_{cb} = 0.00052$ $K_{cf} = 0.00023$ $K_{da} = 0.00023$ $K_{de} = 0.00052$ $K_{dg} = 0.00023$	<b>FACTOR DE GIRO</b> $M_{gd} = 0$ $M_{he} = 0$ $M_{if} = 0$ $M_{ab} = -0.35$ $M_{ac} = -0.15$ $\Sigma = -0.5$ $M_{ba} = -0.21$ $M_{bc} = -0.21$ $M_{be} = -0.09$ $\Sigma = -0.5$ $M_{cb} = -0.35$ $M_{cf} = -0.15$ $\Sigma = -0.5$		<b>EMPOTRAMIENTO</b> $M = (-w * L^2) / 12$ $M_{AB} = -1041.7 \text{ Kg-m}$ $M_{BA} = 1041.7 \text{ Kg-m}$ $M_{BC} = -1041.7 \text{ Kg-m}$ $M_{CB} = 1041.7 \text{ Kg-m}$ $M_{DE} = -2604.2 \text{ Kg-m}$ $M_{ED} = 2604.2 \text{ Kg-m}$ $M_{EF} = -2604.2 \text{ Kg-m}$ $M_{FE} = 2604.2 \text{ Kg-m}$	<b>SUJECION</b> $M_{AB} = -1.04 \text{ T-m}$ $M_{BA} = 1.04 \text{ T-m}$ $M_{BC} = -1.04 \text{ T-m}$ $M_{CB} = 1.04 \text{ T-m}$ $M_{DE} = -2.60 \text{ T-m}$ $M_{ED} = 2.60 \text{ T-m}$ $M_{EF} = -2.60 \text{ T-m}$ $M_{FE} = 2.60 \text{ T-m}$
<b>RIGIDEZ</b> $K = (12 * EI) / L^3$		$K_{ed} = 0.00052$ $K_{eh} = 0.00023$ $K_{ef} = 0.00052$ $K_{eg} = 0.00023$ $K_{fa} = 0.00052$ $K_{fb} = 0.00023$ $K_{fc} = 0.00023$	$M_{da} = -0.12$ $M_{de} = -0.27$ $M_{dg} = -0.12$ $\Sigma = -0.5$ $M_{ea} = -0.17$ $M_{eb} = -0.08$ $M_{eg} = -0.17$ $\Sigma = -0.5$ $M_{fa} = -0.12$ $M_{fb} = -0.27$ $M_{fg} = -0.12$ $\Sigma = -0.5$			



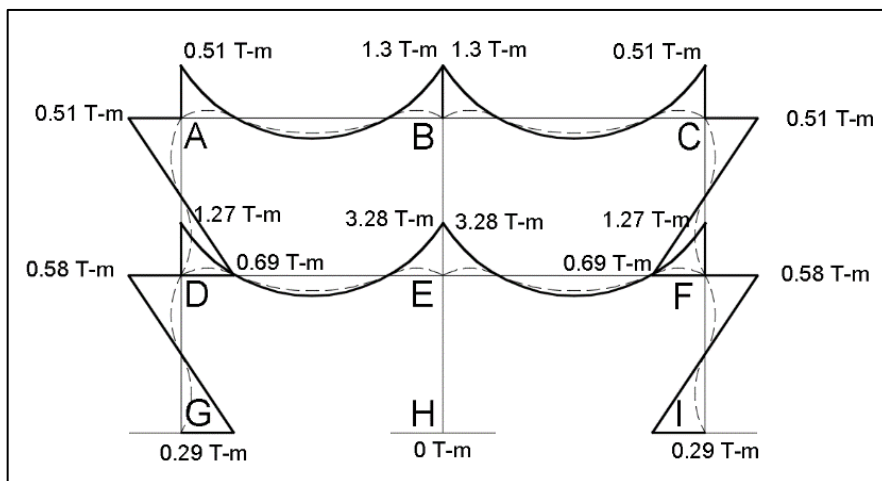
Continuación de la tabla XVI.

MOMENTOS FIJOS							
$M_{ij} = M_{ik} + 2 \cdot M'_{ik} + M_{ki}$							
			nodo e				
			Med	3.28 T-m			
			Meh	0.00 T-m			
nodo a		nodo c		Mef	-3.27 T-m	nodo h	
Mab	-0.51 T-m	Mcb	0.53 T-m	Meb	0.00 T-m	Mhe	0.00 T-m
Mad	0.52 T-m	Mcf	-0.51 T-m				
			nodo f		nodo g		
			Mfe	1.26 T-m	Mgd		
nodo b		nodo d		Mfi	-0.58 T-m	nodo l	
Mba	1.30 T-m	Mda	0.69 T-m	Mfc	-0.69 T-m	Mif	
Mbe	0.00 T-m	Mde	-1.27 T-m				
Mbc	-1.30 T-m	Mdg	0.58 T-m				

Fuente: elaboración propia.

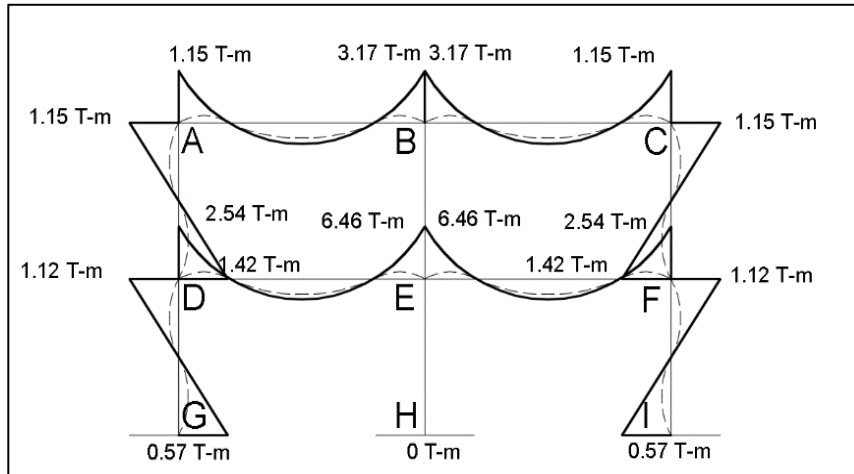
La aplicación del Método KANI para estudio de elementos en marco se repitió para analizar todos los marcos en ambos ejes tanto el eje Y como el eje X. Con las diferentes cargas vivas, muertas y de sismo anteriormente determinadas.

Figura 21. **Momentos fijos carga viva eje 1**



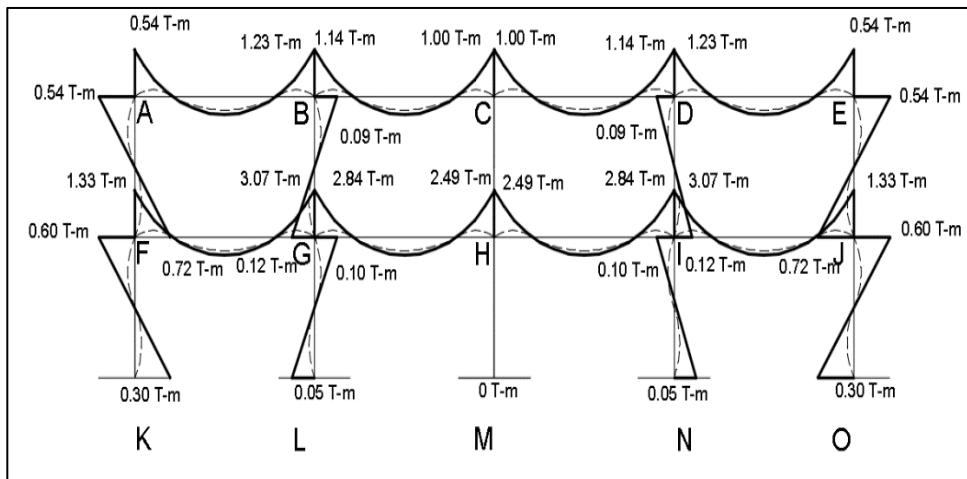
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 22. **Momentos fijos carga muerta eje Y**



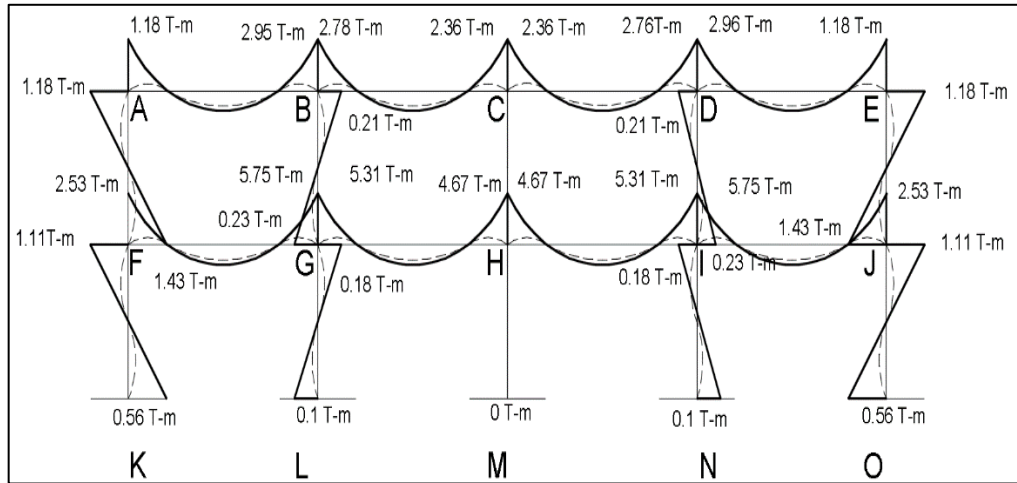
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 23. **Momentos fijos carga viva eje X**



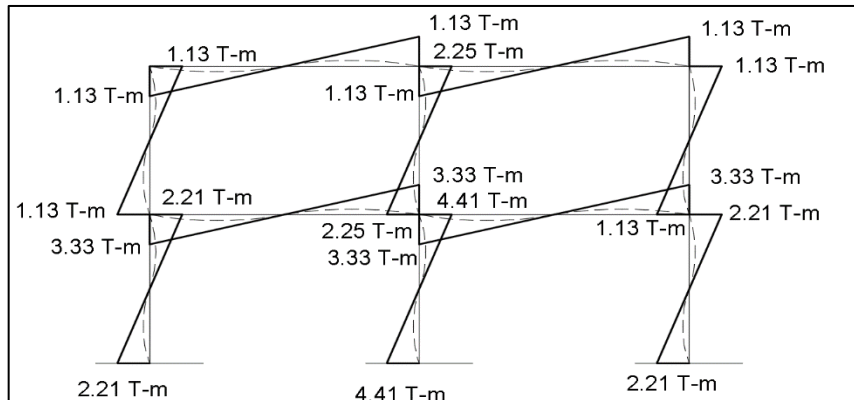
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 24. **Momentos fijos carga muerta eje X**



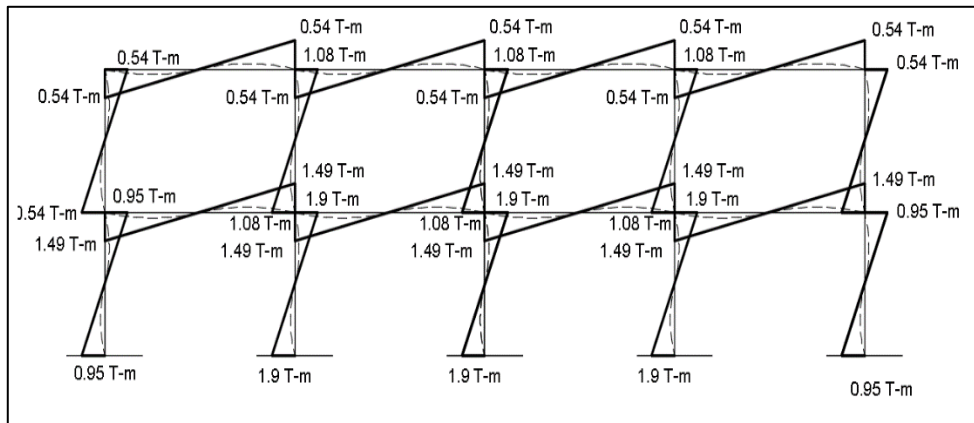
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 25. **Momentos de carga sísmica eje Y**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 26. **Momentos de carga sísmica eje X**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

### 2.2.6.3. **Análisis de marcos utilizando el software Etabs**

Etabs 2 015 es un software integrado que permite la creación de modelos modificables, ejecución de análisis, optimización del diseño y la revisión de los resultados dentro de una sola interfaz. También permite el análisis elástico lineal y de segundo orden de estructuras por medio del método de elementos finitos, que incluye un procesador gráfico para la presentación de resultados.

Se supone que el comportamiento mecánico de cada parte o elemento en los que se subdivide, queda definido por un número finito de parámetros (grados de libertad) asociados a los puntos, que en dicho momento se une al resto de los elementos de su entorno (nodos).

El comportamiento en el interior de cada elemento queda perfectamente descrito a partir de lo que sucede en los nudos, a través de una adecuada



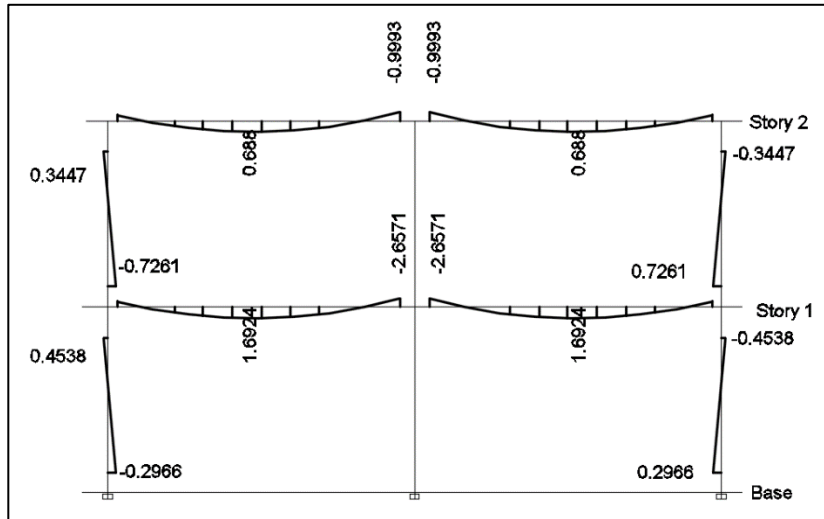
función de interpolación. Antes de efectuar el análisis estructural, el programa permite ingresar las diferentes combinaciones de carga deseadas establecidas por los reglamentos de construcción de concreto reforzado, determinando así la carga de diseño crítica.

Para realizar el cálculo se tomaron en cuenta las fuerzas verticales, cargas vivas y muertas, que se supone actúan uniformemente distribuidas sobre las vigas, y las fuerzas horizontales producidas por sismo. A manera de comprobación se realizó la estructura con el método de análisis aproximado Kani.

Si la estructura se calcula en 3 dimensiones, ETABS analizará parámetros tridimensionales que el método KANI no toma en cuenta en su modelo matemático al analizar el comportamiento de la estructura, por lo cual los resultados difieren considerablemente entre ellos.

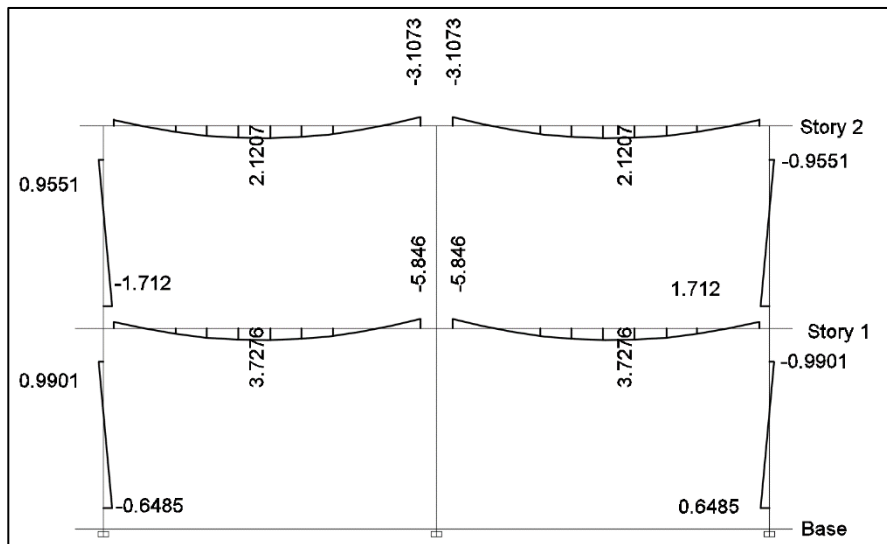
Para que los análisis realizados con el software ETABS concorden con los elementos calculados con el Método KANI, se analizaron los marcos en 2 dimensiones por separado y se crearon diferentes modelos para analizar el comportamiento de la estructura bajo el efecto de las cargas viva, muerta y sísmica.

Figura 27. **Momentos de carga viva eje Y (Ton-m)**



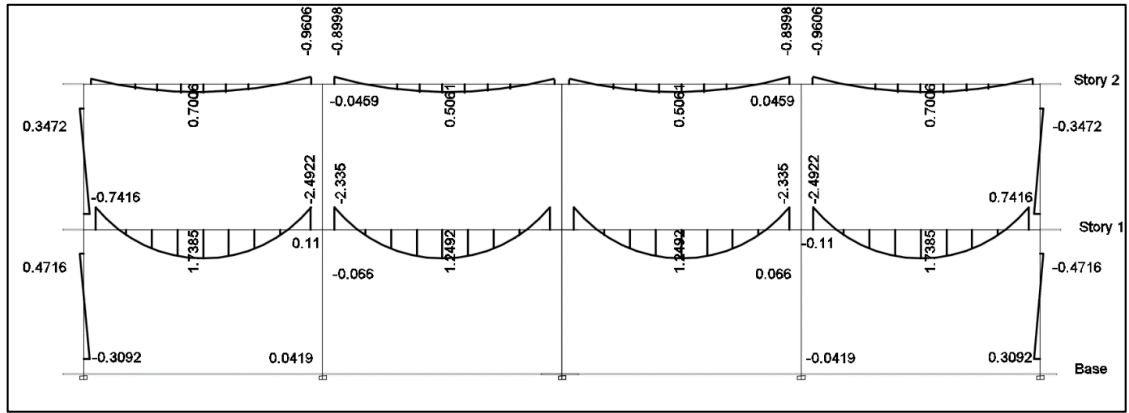
Fuente: Etabs 2015.

Figura 28. **Momentos de carga muerta eje Y (Ton-m)**



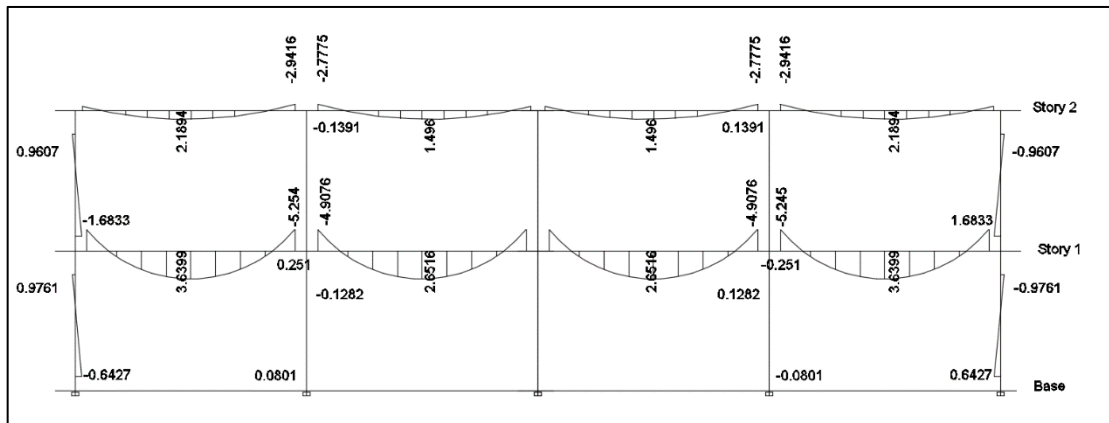
Fuente: Etabs 2015.

Figura 29. Momentos de carga viva eje X (Ton-m)



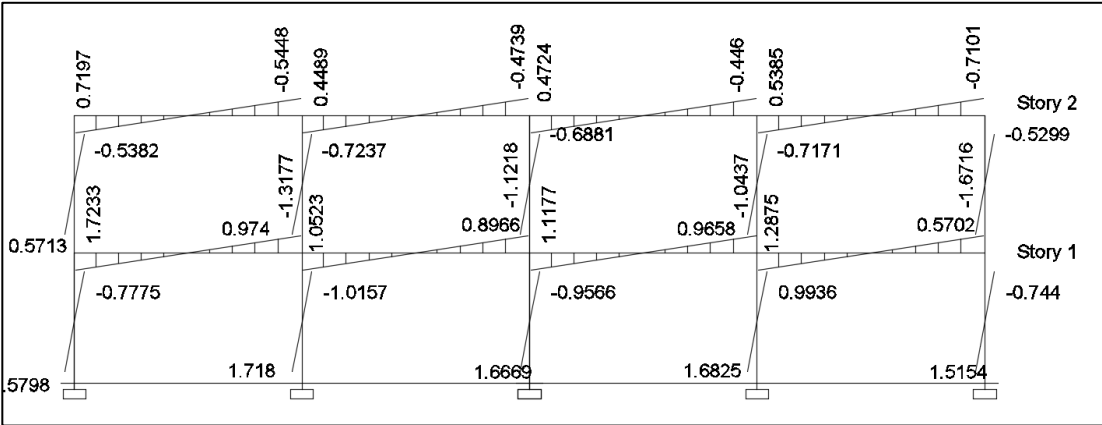
Fuente: Etabs 2015.

Figura 30. Momentos de carga muerta eje X (Ton-m)



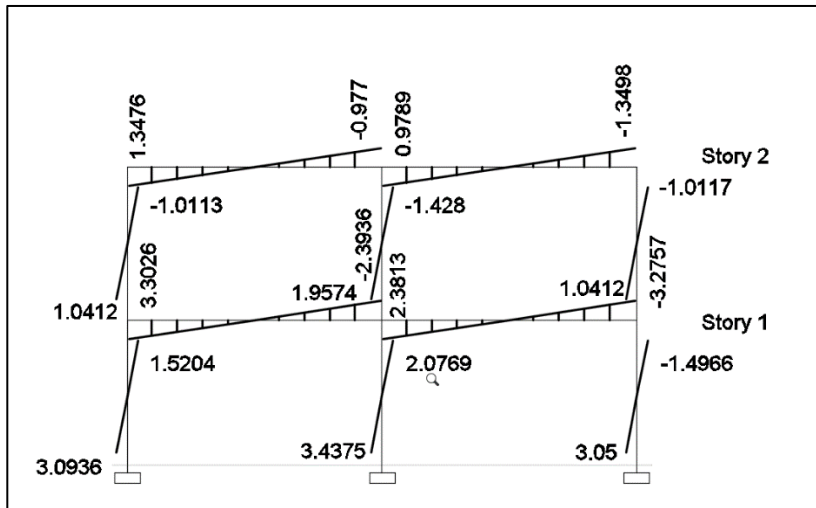
Fuente: Etabs 2015.

Figura 31. Momentos por ladeo eje X (Ton-m)



Fuente: Etabs 2015.

Figura 32. Momentos por ladeo eje Y (Ton-m)



Fuente: Etabs 2015.

#### 2.2.6.4. Envoltente de momentos

La envoltente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que ocurren al superponer los efectos de las cargas muerta, viva y sísmica. De los datos de esfuerzos máximos se escogieron los críticos más elevados en la estructura y se compensó las fuerzas que dañaran la estructura en un futuro, con una suficiente área de acero y de concreto que soporte esos esfuerzos críticos.

Las combinaciones utilizadas son las del código ACI 318s-08, sección 9.2.1., que proporcionan los factores de carga para las combinaciones específicas y toma en consideración la probabilidad de ocurrencia simultánea al asignar los factores, las cuales solo incluyen las más probables.

Por ello no se debe suponer que estén cubiertos todos los casos; se debió estudiar minuciosamente el proyecto.

Las combinaciones de carga son:

$$C_1 = 1,4CM + 1,7CV$$

Consideración de efectos de sismo actuando en ambas direcciones.

$$C_2 = 0,75 (1,4CM + 1,7CV) + 1,4S$$

$$C_3 = 0,75 (1,4CM + 1,7CV) - 1,4S$$

$$C_4 = 0,9CM + 1,4S$$

$$C_5 = 0,9CM - 1,4S$$

Donde

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

S = Carga de sismo

El cálculo de envolvente de viga y columna, se analizó con hoja de cálculo elaborada en Excel a base de sumatorias y de escoger el momento máximo o mínimo crítico entre los diferentes momentos resultantes por las 3 diferentes cargas con todas las combinaciones, en todos los elementos individuales de la estructura.

Tabla XVII. **Ejemplo envolvente de viga en eje Y tramo A-B**

	<b>Izquierda</b>	<b>Centro</b>	<b>Derecha</b>
<b>Carga Muerta (D)</b>	1.18	-1.66	2.96
<b>Carga Viva (L)</b>	0.54	-0.69	1.23
<b>Carga Sismo (S)</b>	-0.54	0.00	0.54
<b>Combinaciones</b>	<b>Izquierda</b>	<b>Centro</b>	<b>Derecha</b>
1 Mu= 1,4CM + 1,7CV	2.57	-3.497	6.235
2 Mu= 0,75 (1,4CM + 1,7CV) + 1,4S	1.172	-2.623	5.432
3 Mu= 0,75 (1,4CM + 1,7CV) - 1,4S	2.684	-2.623	3.920
4 Mu= 0,9CM + 1,4S	0.306	-1.494	3.42
5 Mu= 0,9CM - 1,4S	1.818	-1.494	1.908
<b>Distancias</b>	0	2.5	5
Momentos Máximos	2.68	-3.50	6.24

Fuente: elaboración propia.

**Tabla XVIII. Envoltente columnas en eje Y**

COL	DATOS				COMBINACIONES					MU (Ton-m)
	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-D	M. arriba	1.15	0.51	-1.13	2.477	0.276	3.440	-0.547	2.617	3.44
	M. abajo	1.42	0.69	-1.13	3.161	0.789	3.953	-0.304	2.86	3.95
B-E	M. arriba	0	0	-2.25	0	-3.150	3.150	-3.15	3.15	3.15
	M. abajo	0	0	-2.25	0	-3.150	3.150	-3.15	3.15	3.15
C-F	M. arriba	-1.15	-0.51	-1.13	-2.477	-3.440	-0.276	-2.617	0.547	0.55
	M. abajo	-1.42	-0.69	-1.13	-3.161	-3.953	-0.789	-2.86	0.304	0.30
D-G	M. arriba	1.12	0.58	-2.21	2.554	-1.179	5.010	-2.086	4.102	5.01
	M. abajo	0.57	0.29	-2.21	1.291	-2.126	4.062	-2.581	3.607	4.06
E-H	M. arriba	0	0	-4.41	0	-6.174	6.174	-6.174	6.174	6.17
	M. abajo	0	0	-4.41	0	-6.174	6.174	-6.174	6.174	6.17
F-I	M. arriba	-1.12	-0.58	-2.21	-2.554	-5.010	1.179	-4.102	2.086	2.09
	M. abajo	-0.57	-0.29	-2.21	-1.291	-4.062	2.126	-3.607	2.581	2.58

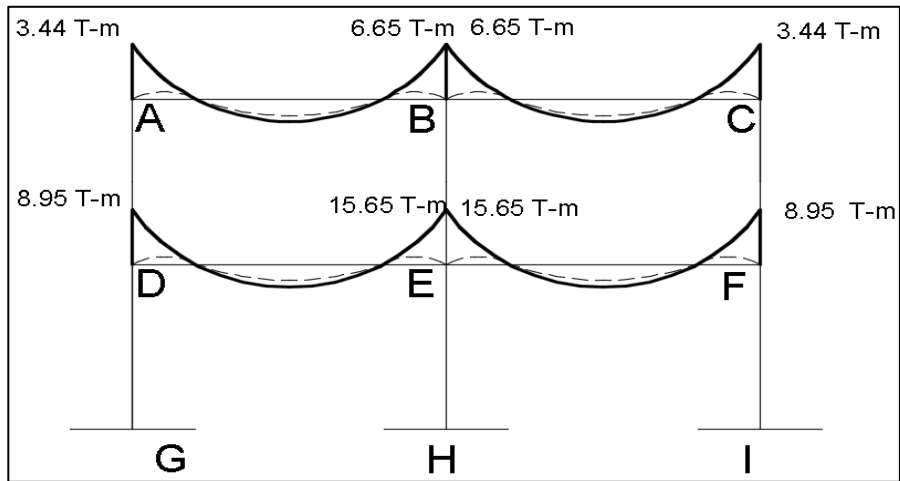
Fuente: elaboración propia.

**Tabla XIX. Envoltente columnas en eje X**

COL	DATOS				COMBINACIONES					MU (Ton-m)
	MOMENTO	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	
A-F	M. arriba	1.18	0.54	-0.54	2.57	1.172	2.684	0.306	1.818	2.68
	M. abajo	1.43	0.72	-0.54	3.226	1.664	3.176	0.531	2.043	3.23
B-G	M. arriba	-0.21	-0.09	-1.08	-0.447	-1.847	1.177	-1.701	1.323	1.32
	M. abajo	-0.23	-0.12	-1.08	-0.526	-1.907	1.118	-1.719	1.305	1.31
C-H	M. arriba	0.00	0.00	-1.08	0	-1.512	1.512	-1.512	1.512	1.51
	M. abajo	0	0	-1.08	0	-1.512	1.512	-1.512	1.512	1.51
D-I	M. arriba	0.21	0.09	-1.08	0.447	-1.177	1.847	-1.323	1.701	1.85
	M. abajo	0.23	0.12	-1.08	0.526	-1.118	1.907	-1.305	1.719	1.91
E-J	M. arriba	-1.18	-0.54	-0.54	-2.57	-2.684	-1.172	-1.818	-0.306	-0.31
	M. abajo	-1.43	-0.72	-0.54	-3.226	-3.176	-1.664	-2.043	-0.531	-0.53
F-K	M. arriba	1.11	0.6	-0.95	2.574	0.601	3.261	-0.331	2.329	3.26
	M. abajo	0.56	0.3	-0.95	1.294	-0.360	2.301	-0.826	1.834	2.30
G-L	M. arriba	-0.18	-0.1	-1.9	-0.422	-2.977	2.344	-2.822	2.498	2.50
	M. abajo	-0.1	-0.05	-1.9	-0.225	-2.829	2.491	-2.75	2.57	2.57
H-M	M. arriba	0	0	-1.9	0	-2.660	2.660	-2.66	2.66	2.66
	M. abajo	0.00	0.00	-1.9	0	-2.660	2.660	-2.66	2.66	2.66
I-N	M. arriba	0.18	0.1	-1.9	0.422	-2.344	2.977	-2.498	2.822	2.98
	M. abajo	0.1	0.05	-1.9	0.225	-2.491	2.829	-2.57	2.75	2.83
J-O	M. arriba	-1.11	-0.6	-0.95	-2.574	-3.261	-0.601	-2.329	0.331	0.33
	M. abajo	-0.56	-0.3	-0.95	-1.294	-2.301	0.360	-1.834	0.826	0.83

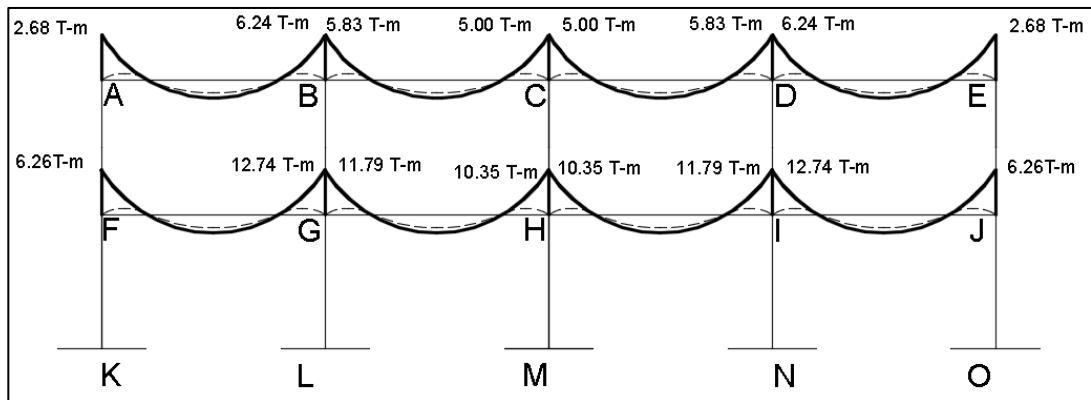
Fuente: elaboración propia.

Figura 33. **Envolvente de momentos de vigas en eje Y**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

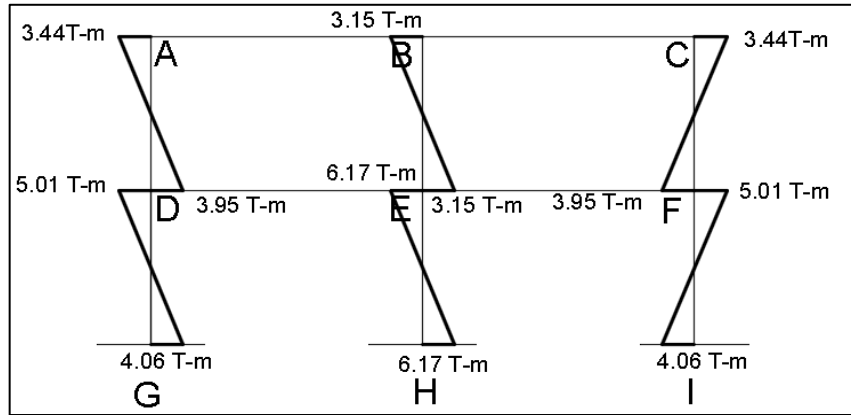
Figura 34. **Envolvente de momentos de vigas en eje X**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

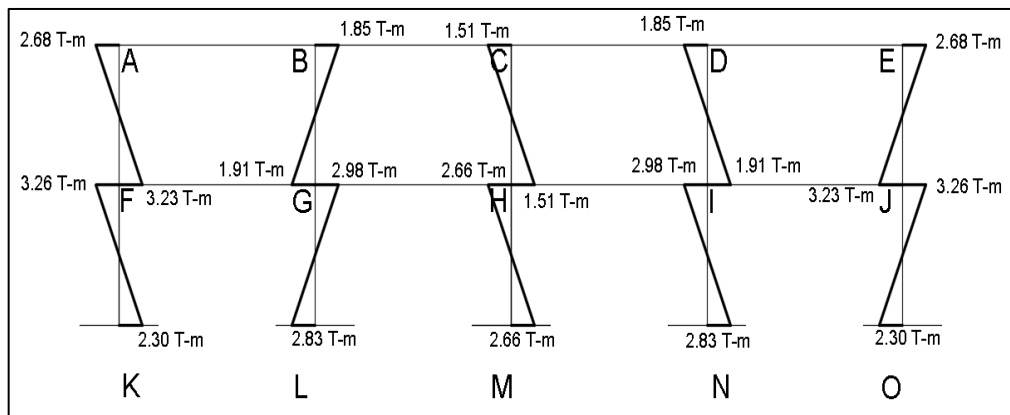


Figura 35. **Envolvente de momentos de columnas en eje Y**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

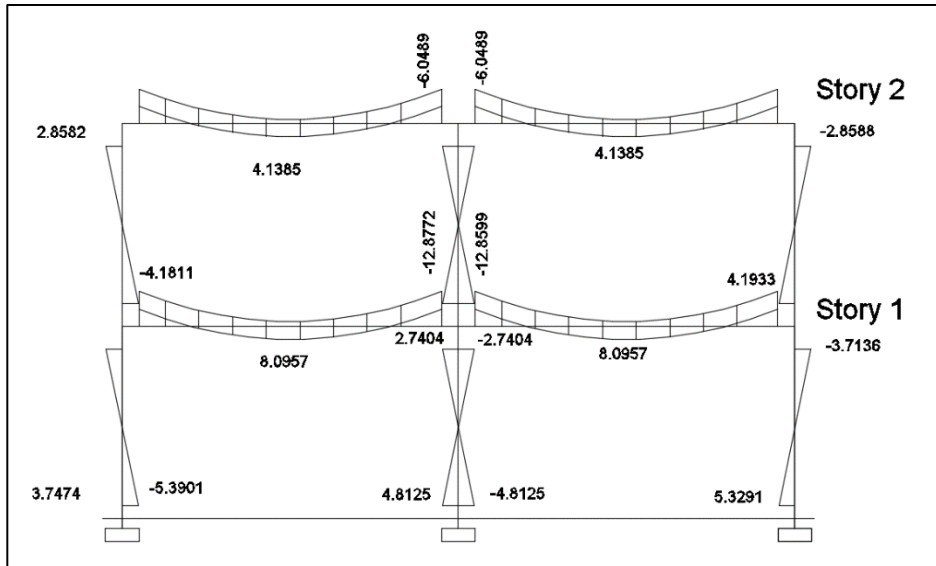
Figura 36. **Envolvente de momentos de columnas en eje X**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 37. **Envolvente de momentos ETABS de vigas y columnas en eje**

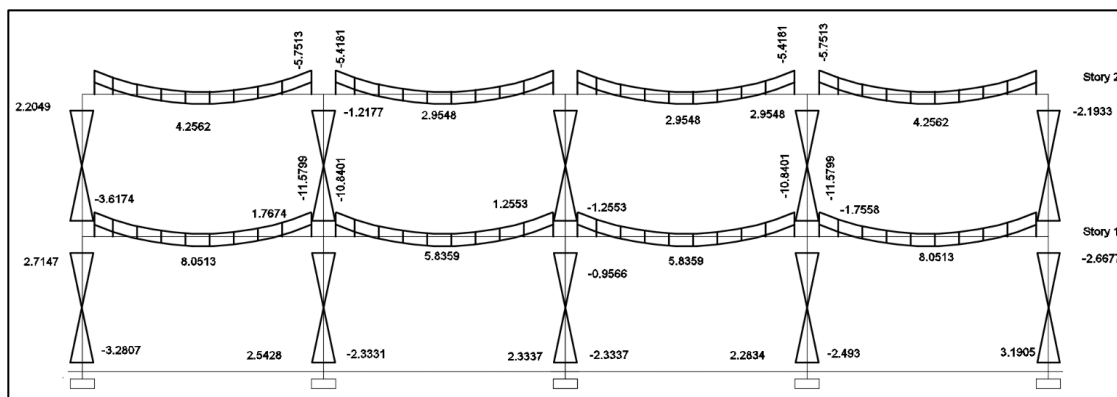
**Y**



Fuente: Etabs 2015.

Figura 38. **Envolvente de momentos ETABS de vigas y columnas en eje**

**X**



Fuente: Etabs 2015.

### 2.2.6.5. Diagrama de cortes

Los cortes en los marcos se calcularon con las siguientes fórmulas:

Donde

$MS$  = Momentos calculados por lado

Corte en viga

$$V_v = 0,75 * \left[ \frac{1,4 * (W_{cm} * L)}{2} + \frac{1,7 * (W_{cv} * L)}{2} + \frac{(1,87 * \Sigma MS)}{L} \right]$$

Corte en columnas:

$$V_c = \frac{\Sigma MS_{col}}{L}$$

Tabla XX. Corte en vigas en eje Y

VIGA	WCV	WCM	$\Sigma MS$	$1.4WCM * L/2$	$1.7WCV * L/2$	$1.87 \Sigma MS/L$	LONG	Vv (Kg)
A-B	500	1198	2260	4193	2125	845.24	5	5372.43
B-C	500	1198	2260	4193	2125	845.24	5	5372.43
D-E	1250	2473	6660	8655.5	5312.5	2490.84	5	12344.13
E-F	1250	2473	6660	8655.5	5312.5	2490.84	5	12344.13

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXI. **Corte en columnas en eje Y**

COLUMNA	$\sum M_{col}$	longitud	Vcol (Kg)
A-D	-2.26	3	-753.33
B-E	-4.5	3	-1500
C-F	-2.26	3	-753.33
D-G	-4.42	3	-1473.33
E-H	-8.82	3	-2940
F-I	-4.42	3	-1473.33

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Corte en vigas en eje X**

VIGA	WCV	WCM	$\sum MS$	$1.4WCM*L/2$	$1.7WCV*L/2$	$1.87\sum MS/L$	LONG	Vv (Kg)
A-B	500	1198	1080	4193	2125	403.92	5	5041.44
B-C	500	1198	1080	4193	2125	403.92	5	5041.44
C-D	500	1198	1080	4193	2125	403.92	5	5041.44
D-E	500	1198	1080	4193	2125	403.92	5	5041.44
F-G	1250	2345	2980	8207.5	5312.5	1114.52	5	10975.89
G-H	1250	2345	2980	8207.5	5312.5	1114.52	5	10975.89
H-I	1250	2345	2980	8207.5	5312.5	1114.52	5	10975.89
I-J	1250	2345	2980	8207.5	5312.5	1114.52	5	10975.89

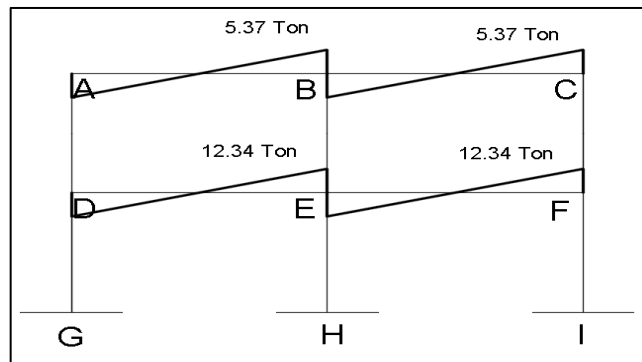
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. Corte en columnas en eje X

COLUMNA	$\Sigma M_{col}$	longitud	$V_{col}$ (Kg)
A-F	-1.08	3	-360
B-G	-2.16	3	-720
C-H	-2.16	3	-720
D-I	-2.16	3	-720
E-J	-1.08	3	-360
F-K	-1.9	3	-633.333
G-L	-3.8	3	-1266.67
H-M	-3.8	3	-1266.67
I-N	-3.8	3	-1266.67
J-O	-1.9	3	-633.333

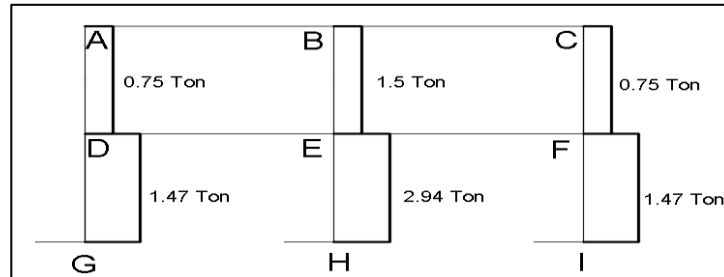
Fuente: elaboración propia.

Figura 39. Diagrama de cortante en vigas en eje Y



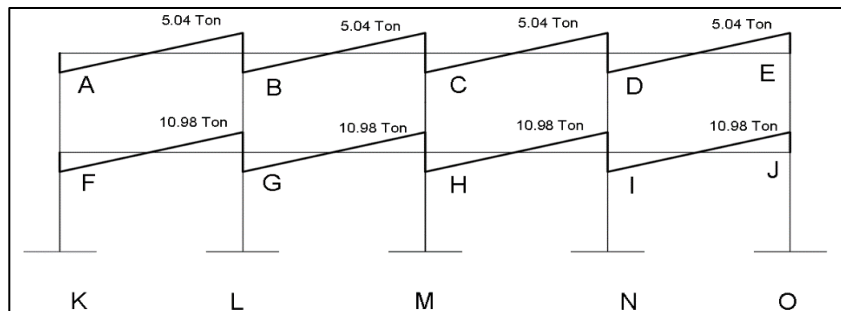
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 40. **Diagrama de cortante en columnas en eje Y**



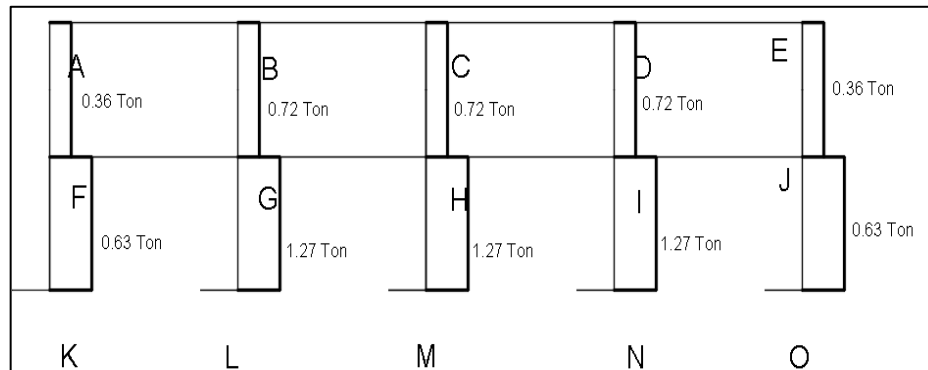
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 41. **Diagrama de cortante en vigas en eje X**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 42. Diagrama de cortante en columnas en eje X



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

### 2.2.6.6. Comparación y resultados

Tabla XXIV. Etabs vs Kani

ENVOLVENTE DE VIGAS EN EJE Y (Ton-m)				
VIGA	A-B	KANI	ETABS	DIFERENCIA(%)
	M(-) izq.	3.44	3.4562	0.47
A-B	M(-) de	6.65	6.0486	9.04
	M(-) izq.	6.55	6.0489	7.65
B-C	M(-) de	3.44	3.4593	0.56
	M(-) izq.	8.95	8.0598	9.95
D-E	M(-) de	15.65	12.8772	17.72
	M(-) izq.	15.65	12.8599	17.83
EF	M(-) de	8.95	8.0221	10.37
	PROMEDIO			9.198

Continuación de la tabla XXIV.

ENVOLVENTE DE VIGAS EN EJE X (Ton-m)				
VIGA	MOMENTO	KANI	ETABS	DIFERENCIA(%)
A-B	M(-) izq.	2.68	2.5789	3.77
	M(-) de	6.24	5.7513	7.83
B-C	M(-) izq.	5.83	5.4181	7.07
	M(-) de	5	4.9509	0.98
C-D	M(-) izq.	5	4.9509	0.98
	M(-) de	5.83	5.4181	7.07
D-E	M(-) izq.	6.24	5.7513	7.83
	M(-) de	2.68	2.5654	4.28
F-G	M(-) izq.	6.26	5.8712	6.21
	M(-) de	12.74	11.5789	9.11
G-H	M(-) izq.	11.79	10.8401	8.06
	M(-) de	10.35	9.6758	6.51
H-I	M(-) izq.	10.35	9.6758	6.51
	M(-) de	11.79	10.841	8.05
I-J	M(-) izq.	12.74	11.5799	9.11
	M(-) de	6.26	5.7988	7.37
	PROMEDIO			6.296

Fuente: elaboración propia.

En la comparación de resultados se puede observar que la diferencia de momentos entre los envolventes se encuentra dentro de un rango aceptable que no pasa del 10 %. Esta diferencia puede ser significativa con base en los costos de armados y seguridad de la estructura, por eso la importancia de su comparación, para los cálculos se aplican los datos de KANI.

### 2.2.7. Diseño estructural

En esta etapa se utilizaron los resultados del análisis estructural con el fin de calcular el refuerzo de los elementos estructurales (vigas, columnas, losas y cimentación).

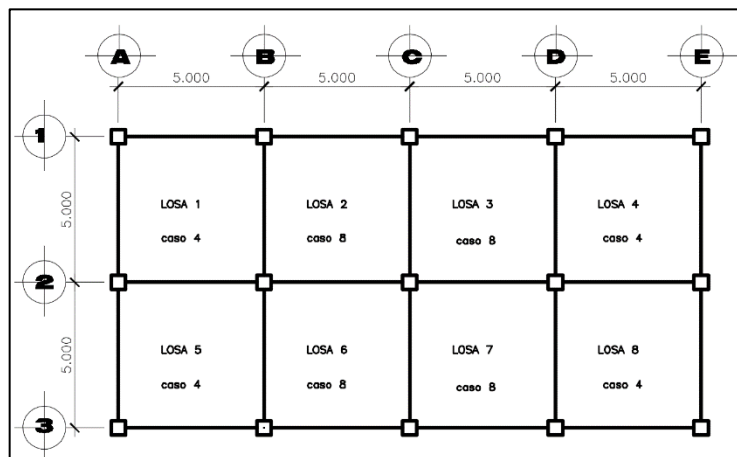


### 2.2.7.1. Losas y entrepisos

Para el diseño de las losas se aplicó el método 3 del código ACI 318-08 cap. 13, sección 13.5.1. , que determina los momentos actuantes máximos en las losas en su sentido largo y corto.

Recubrimiento= 2 cm (ACI 318s-08 cap. 7.7.1.)

Figura 43. Planta de losas del primer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Materiales:

$$\gamma_{concreto} = 2400 \text{ Kg/cm}^3$$

Integración de cargas:

$$CVU = 1,6 * (CV)$$

$$CMU = 1,2 * (t * \gamma_{concreto} + SC)$$

$$CUT = CMU + CVU$$

Donde

CVU = Carga viva última

CMU = Carga muerta última

CUT = Carga última total

t = Peralte de losa

$\gamma_c$  = Peso específico del concreto

SC = Sobrecarga

Ejemplo de determinación de cargas:

Azotea

$$Cv = 200 \text{ Kg}/m^2$$

$$Sc = 100 \text{ Kg}/m^2$$

$$Cm = t * \gamma_{concreto} + sc$$

$$Cm = 0,12 * 2400 + 100$$

$$Cm = 388 \text{ Kg}/m^2$$

$$Cut = 1,2 * 388 + 1,6 * 200$$

$$Cut = 785,6 \text{ Kg}/m^2$$

Tabla XXV. Cálculo de CUT

			azotea	entrepiso
losa 0.12	(kg/m <sup>2</sup> )	t*γconcreto	288	288
piso	(kg/m <sup>2</sup> )		0	0
acabados	(kg/m <sup>2</sup> )		100	110
CM	(kg/m <sup>2</sup> )		388	398
cmu	(kg/m <sup>2</sup> )	1.2*CM	465.6	477.6
cv	(kg/m <sup>2</sup> )		200	500
cvu	(kg/m <sup>2</sup> )	1.6*CV	320	800
<b>CUT</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>cvu+cmu</b>	<b>785.6</b>	<b>1277.6</b>

Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo de momentos:

$$Ma^- = Ca^- * (CUT)(a)^2$$

$$Ma^+ = Ca^+ * (CMU)(a)^2 + Ca^+ * (CVU)(a)^2$$

$$Mb^- = Cb^- * (CUT)(b)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+ * (CMU)(b)^2 + Cb^+ * (CVU)(b)^2$$

Donde

a = Lado corto de losa = 4,7 m

b = Lado largo de losa = 4,7 m

$Ca^{+/-}$  y  $Cb^{+/-}$  = Factores dados por la relación a/b

$Ma^-$  y  $Mb^-$  = Momentos negativos de losa

$Ma^+$  y  $Mb^+$  = Momentos positivos de losa

Con los datos encontrados y las fórmulas de momentos se determinaron los momentos positivos y negativos en las losas.

Relación a/b para determinar coeficientes de tablas para casos de momentos

$$M = a/b = 4,7/4,7$$

M = 1 > 0,5 armado en ambas direcciones

Figura 44. Coeficientes de momentos

Coeficientes para momentos negativos									
$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$ donde $w =$ carga muerta más viva uniforme total									
$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$									
Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
1.00	$C_{a,neg}$	0.045	0.076	0.050	0.075	0.071	0.071	0.033	0.061
	$C_{b,neg}$	0.045	0.076	0.050	0.075	0.071	0.071	0.061	0.033
Coeficientes para momentos positivos por carga muerta									
$M_{a,pos,dl} = C_{a,dl} w l_a^2$ donde $w =$ carga muerta uniforme total									
$M_{b,pos,dl} = C_{b,dl} w l_b^2$									
Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
1.00	$C_{a,dl}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b,dl}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.027	0.033	0.023	0.020
Coeficientes para momento positivo por carga viva									
$M_{a,pos,ll} = C_{a,ll} w l_a^2$ donde $w =$ carga viva uniforme total									
$M_{b,pos,ll} = C_{b,ll} w l_b^2$									
Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
1.00	$C_{a,ll}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,ll}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.032	0.035	0.030	0.028

Fuente: ACI 318-08. Coeficiente de Tablas de *moments*.

Se utilizaron el caso 8 y caso 4.

Momentos negativos en losas debido a carga muerta más viva:

Caso 8:	Caso 4:
ca = 0,033	0,05
cb = 0,061	0,05

Momentos positivos en losas debido a carga muerta:

ca = 0,02	0,027
cb = 0,023	0,027

Momentos positivos en losas debido a carga viva:

ca = 0,028	0,032
cb = 0,03	0,032

Para el cálculo de momentos las cargas últimas se multiplicó por un metro lineal:

$$\text{Ejemplo: } 785,6 \text{ Kg/m}^2 * 1\text{m} = 785,6 \text{ Kg/m}$$

Azotea caso 8, losas 1, 4, 5 y 8.

Momentos negativos

$$Ma^- = Ca^- * (CUT)(a)^2$$

$$Ma^- = (0,033) * \left(785,6 \frac{Kg}{m}\right) (4,7 m)^2 = 572,68 Kg - m$$

$$Mb^- = Cb^- * (CUT)(b)^2$$

$$Mb^- = (0,061) * \left(785,6 \frac{Kg}{m}\right) (4,7 m)^2 = 1058,59 Kg - m$$

### Momentos positivos

$$Ma^+ = Ca^+ * (CMU)(a)^2 + Ca^+ * (CVU)(a)^2$$

$$Ma^+ = (0,02) * \left(465,6 \frac{Kg}{m}\right) (4,7m)^2 + (0,028) * \left(320 \frac{Kg}{m}\right) (4,7 m)^2$$

$$= 403,63 Kg - m$$

$$Mb^+ = Cb^+ * (CMU)(b)^2 + Cb^+ * (CVU)(b)^2$$

$$Mb^+ = (0,023) * \left(465,6 \frac{Kg}{m}\right) (4,7 m)^2 + (0,03) * \left(320 \frac{Kg}{m}\right) (4,7 m)^2$$

$$= 448,62 Kg - m$$

Azotea caso 4, losas 2, 3, 6 y 7.

### Momentos negativos

$$Ma^- = Ca^- * (CUT)(a)^2$$

$$Ma^- = (0,05) * \left(785,6 \frac{Kg}{m}\right) (4,7 m)^2 = 867,7 Kg - m$$

$$Mb^- = Cb^- * (CUT)(b)^2$$

$$Mb^- = (0,05) * \left(785,6 \frac{Kg}{m}\right) (4,7 m)^2 = 867,7 Kg - m$$

### Momentos positivos

$$Ma^+ = Ca^+ * (CMU)(a)^2 + Ca^+ * (CVU)(a)^2$$

$$Ma^+ = (0,027) * \left(465,6 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2 + (0,032) * \left(320 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 503,9 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^+ = Cb^+ * (CMU)(b)^2 + Cb^+ * (CVU)(b)^2$$

$$Mb^+ = (0,027) * \left(465,6 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2 + (0,032) * \left(320 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 503,9 \text{ Kg} - m$$

Entrepiso caso 8, losas 1, 4, 5 y 8.

### Momentos negativos

$$Ma^- = Ca^- * (CUT)(a)^2$$

$$Ma^- = (0,033) * \left(1\,277,6 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2 = 931,33 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^- = Cb^- * (CUT)(b)^2$$

$$Mb^- = (0,061) * \left(1\,277,6 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2 = 1\,721,55 \text{ Kg} - m$$

### Momentos positivos

$$Ma^+ = Ca^+ * (CMU)(a)^2 + Ca^+ * (CVU)(a)^2$$

$$Ma^+ = (0,02) * \left(477,6 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2 + (0,028) * \left(800 \text{ Kg/m}\right) (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 705,81 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^+ = Cb^+ * (CMU)(b)^2 + Cb^+ * (CVU)(b)^2$$

$$Mb^+ = (0,023) * \left( 477,6 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2 + (0,03) * \left( 800 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 772,81 \text{ Kg} - m$$

Entrepiso caso 4, losas 2, 3, 6 y 7.

Momentos negativos

$$Ma^- = Ca^- * (CUT)(a)^2$$

$$Ma^- = (0,05) * \left( 1277,6 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2 = 1411,11 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^- = Cb^- * (CUT)(b)^2$$

$$Mb^- = (0,05) * \left( 1277,6 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2 = 1411,11 \text{ Kg} - m$$

Momentos positivos

$$Ma^+ = Ca^+ * (CMU)(a)^2 + Ca^+ * (CVU)(a)^2$$

$$Ma^+ = (0,027) * \left( 477,6 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2 + (0,032) * \left( 800 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 850,36 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^+ = Cb^+ * (CMU)(b)^2 + Cb^+ * (CVU)(b)^2$$

$$Mb^+ = (0,027) * \left( 477,6 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2 + (0,032) * \left( 800 \text{ Kg/m} \right) (4,7 \text{ m})^2$$

$$= 850,36 \text{ Kg} - m$$



Tabla XXVI. Momentos en losas

losa 1,4,5,8	(kg-m)	caso 8
Azotea	(-)	(+)
Ma	572.68	705.81
Mb	1058.59	772.81
entrepiso		
Ma	931.33	1041.6
Mb	1721.55	1151.09

losa 2,3,6,7	(kg-m)	caso 4
Azotea	(-)	(+)
Ma	867.7	503.9
Mb	867.7	503.9
entrepiso		
Ma	1411.11	850.36
Mb	1411.11	850.36

Fuente: elaboración propia.

#### Balance de momentos

Si el momento negativo en un apoyo es menor que el del siguiente, la diferencia se distribuye en proporción a la rigidez; para determinar el valor del momento balanceado (MB), se utilizó el procedimiento del Código ACI, detallado a continuación:

$$M_2 > M_1$$

- Si  $M_1 > 0,8 * M_2$ ; Entonces,  $MB = (M_1 + M_2) / 2$
- Si  $M_1 < 0,8 * M_2$ ; Se distribuye proporcional a la rigidez de las losas:

$$K_1 = 1/L_1 \quad K_2 = 1/L_2$$

Donde

$K_1, K_2$  = Rigideces de losas a y b

$L_1, L_2$  = Longitudes de losas

$D_1, D_2$  = Factores de distribución de losas 1 y 2

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

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

Cálculo para realizar la distribución:

$$MB = M_1 + (M_2 - M_1) * D_1$$

$$MB = M_2 + (M_2 - M_1) * D_2$$

$MB = \text{Momento balanceado}$

Balance de momentos en losas intermedias y de esquina de entrepiso

$$M_{mayor} = 1\,721,65 \text{ Kg} - m \quad \text{Caso 8}$$

$$M_{menor} = 1\,411,11 \text{ Kg} - m \quad \text{Caso 4}$$

$$0,80 * M_{mayor} < M_{menor}$$

$$0,8 * 1\,721,65 \text{ Kg} - m = 1\,377,32 \text{ Kg} - m$$

$$1\,377,32 \text{ Kg} - m < 1\,411,11 \text{ Kg} - m \quad \text{si cumple}$$

Balancear con fórmula de promedio

$Mb = \text{momento balanceado}$

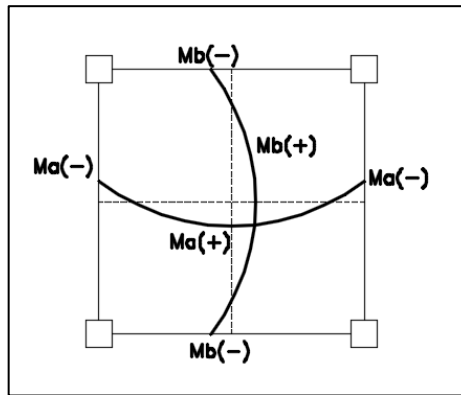
$$Mb = \frac{(M_{mayor} + M_{menor})}{2}$$

$$Mb = \frac{(1\,721,65 \text{ Kg} - m + 1\,411,11 \text{ Kg} - m)}{2}$$

$$Mb = 1\,566,38 \text{ Kg} - m$$

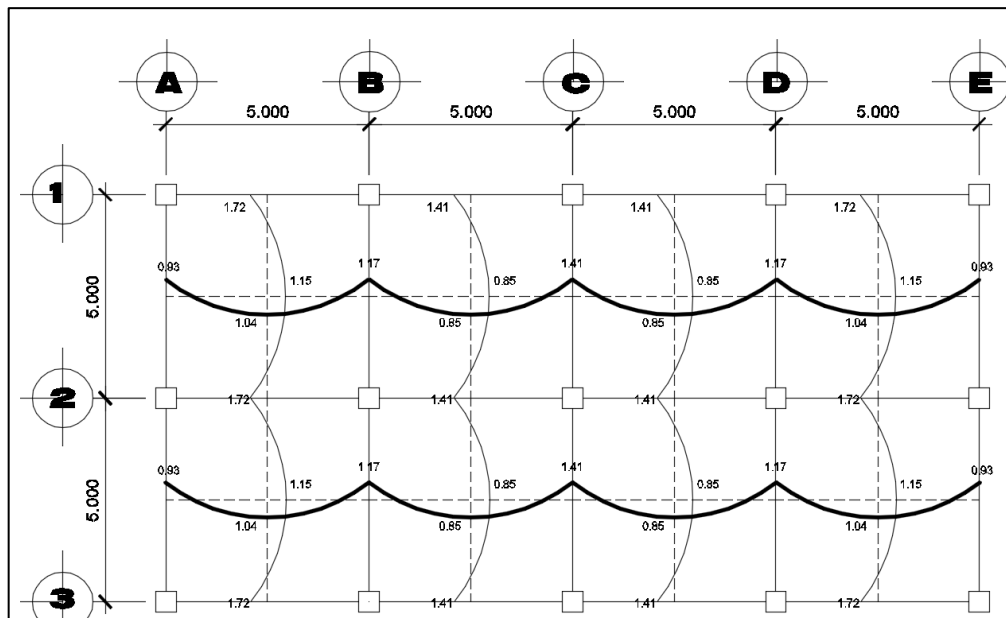
Este procedimiento se aplicó a todas las losas de la estructura.

Figura 45. Diagrama de momentos



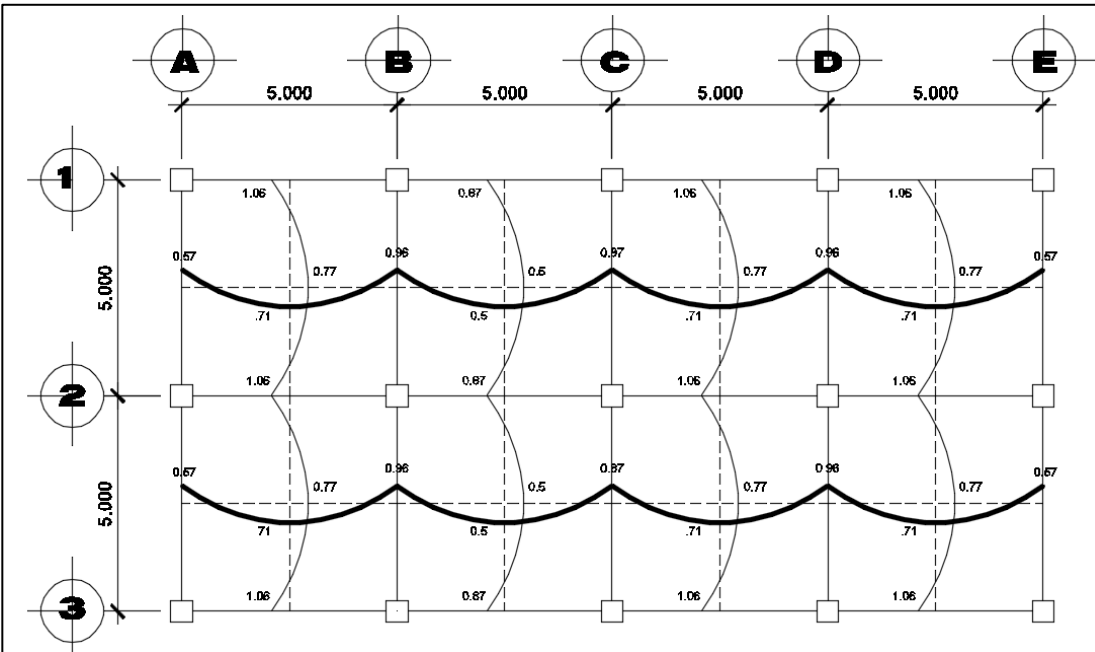
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 46. Diagrama de momentos balanceados de entrepiso



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 47. Diagrama de momentos balanceados de azotea



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Diseño de armado de losa:

Para el diseño de armado de la losa se definió el área de acero mínimo y el momento que resiste, posteriormente se calculó el acero de refuerzo para los momentos mayores al que resiste el acero mínimo. Basado en el código ACI 318-08.

Diseñado en base al momento mayor de losa en dirección X y.

Datos:

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 3\ 000 \text{ PSI}$$

$$Fy = 2810 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 40\ 000 \text{ PSI}$$

$$b = 100 \text{ cm (franja unitaria)}$$

$$t = 0,12 \text{ cm (peralte de losa)}$$

Cálculo del peralte efectivo:

$$d = \text{Peralte efectivo}$$

$$d = t - \text{recubrimiento}$$

Según ACI 318-08, Sección 7.7.1, Inciso C, el recubrimiento mínimo es igual a 20 mm.

$$d = 12 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo:

$$As \text{ min} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$As \text{ min} \geq \rho \text{ min} * b * d$$

$$\rho \text{ min} = \frac{14,1}{fy}$$

$$A_s \text{ min} = \left( \frac{0,8 * \sqrt{280}}{2810 \text{ Kg/cm}^2} \right) * 100 \text{ cm} * 9,5 \text{ cm} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} \geq \left( \frac{14,1}{2810 \text{ Kg/cm}^2} \right) * 100 \text{ cm} * 9,5 \text{ cm} = 4,77 \text{ cm}^2$$

Se opta por el mayor de los dos  $A_s \text{ min}$  calculados = 4,77 cm<sup>2</sup>

Espaciamiento S para  $A_s \text{ min}$  con varillas No. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ ):

$$S = A_v / A_s$$

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{ --- --- --- --- } 100 \text{ cm}$$

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

$$S = 14,88 \text{ cm}$$

Para facilitar el proceso constructivo se utilizarán varillas No. 3 @ 15 cm.

Considerando lo establecido en el capítulo 13, sección 13.3.2 del ACI 318-08, el espaciamento (S) no debe exceder el doble del espesor de la losa.

$$S_{max} = 2t \text{ (ACI 318 - 08 cap. 7.6.5)}$$

$$S_{max} = 2 * 12 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 24 \text{ cm}$$

Para esta área de acero se obtiene No. 3 a cada 15 cm < 24 cm, cumpliendo con el espaciamiento máximo.

Momento que resiste el Asmin

$$M_{AS\ min} = \phi \left[ A_{smin} * Fy * \left( d - \frac{A_{smin} * Fy}{1,7 * f'c * b} \right) \right]$$

Donde

$\phi$  = flexión = 0,9

b = franja unitaria = 100 cm

$$M_{AS\ min} = 0,9 \left[ 4,77\ cm^2 * 2\ 810\ Kg/cm^2 * \left( 9,05\ cm - \frac{4,77\ cm^2 * 2\ 810\ Kg/cm^2}{1,7 * 280\ Kg/cm^2 * 100\ cm} \right) \right]$$

$$M_{AS\ min} = 111\ 134,74\ Kg - cm$$

$$= M_{AS\ min} = 1\ 111,35\ Kg - m$$

Cálculo del área de acero y el espaciamiento para momentos mayores al resistente por el acero mínimo.

Mmax entrepiso = 2 658,38 kg-m

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

$$A_s = 0,85 * \left(\frac{280}{2810}\right) \left[ (100 * 9,5) - \sqrt{(100 * 9,5)^2 - \frac{1721,55 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = 7,52 \text{ cm}^2$$

Separación para  $A_{smin}$  con varilla -No. 3

$$7,52 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

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

$$S = 9 \text{ cm}$$

Armado propuesto de losas, varillas No. 3 @ 9 cm en ambos sentidos.

Revisión por corte

El esfuerzo de corte lo resiste el concreto, por tal razón, se verifica si el espesor de losa es el adecuado.

Cortante máximo actuante por el Método 3 del ACI:

$$V_{act} = \frac{C_u * L}{2}$$

Donde

$$C_u = 1743 \text{ Kg/m}$$

$$L = \text{Lado corto} = 5 \text{ m}$$



$$V_{ac} = \frac{1\,743 \text{ Kg/m} * 5\text{m}}{2} = 4\,358 \text{ Kg}$$

Corte máximo resistente:

$$V_{res\,max} = \phi \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res\,max} = 0,85 * \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 9,5 \text{ cm} = 12\,868,46 \text{ Kg}$$

$$V_{Act} < V_{res}$$

$$4\,358 \text{ Kg} < 13\,512,06 \text{ Kg}$$

Según los resultados obtenidos, el corte resistente ( $V_{res}$ ) es mayor que el corte actuante ( $V_{act}$ ), por lo que el espesor de la losa es adecuado.

Tabla XXVII. **Armado de losas**

LOSA	ARMADO	SENTIDO	ESPESOR (m)
azotea	Hierro #3 @ .15 m	ambos sentidos	0.12
entrepiso	Hierro #3 @ .09 m	ambos sentidos	0.12

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.7.2. Vigas

Son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las de concreto simple son eficientes como elementos sometidos a flexión, debido a que la resistencia a la tensión en flexión es una fracción de la resistencia a la compresión. Por esta razón se colocan barras de

acero de refuerzo en el lado sometido a la tensión, conservando una protección adecuada contra el fuego y la corrosión. En una viga de concreto reforzada el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo a compresión. La utilización de barras corrugadas impide el deslizamiento por la adherencia al concreto.

Los datos necesarios para el diseño se toman del análisis estructural y estos son: envolvente de momentos en las vigas y cortes últimos actuantes.

Se calcula la viga crítica, esta se encuentra en el primer nivel entre los ejes E-F, está es la que soporta los mayores momentos.

Después de una iteración de este cálculo se decidió trabajar con una viga de 40 cm de alto por 25 cm de ancho para optimizar el diseño y reducir el costo de la obra (ver anexos, plano de vigas).

Datos:

$$F_y = 2\,810 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Grado 40}$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,1 * 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 36,00 \text{ cm}$$

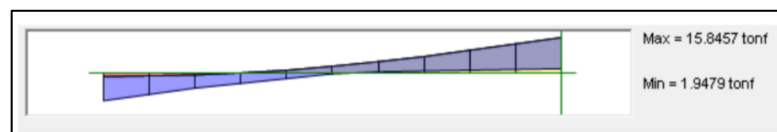
$$rec = 4,00 \text{ cm} \quad \text{ACI 318S-08 cap. 7.7.1}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

Momentos nominales:

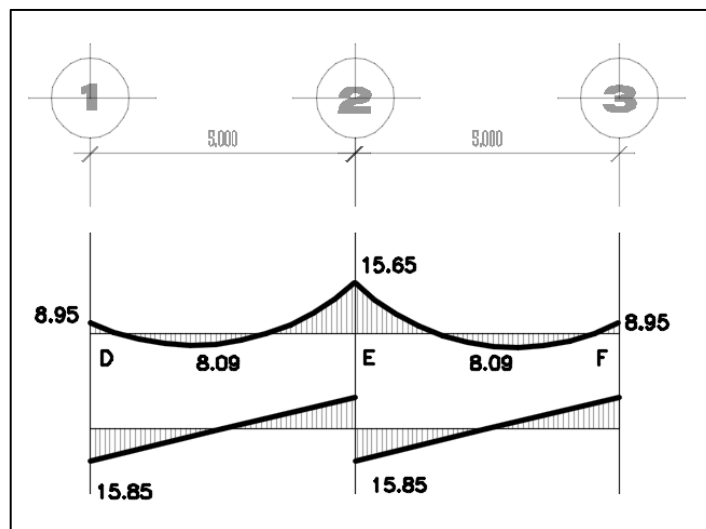
Estos fueron tomados del valor crítico de la envolvente de momentos en vigas calculados anteriormente.

Figura 48. **Cortante máximo**



Fuente: elaboración propia.

Figura 49. **Diagrama de momento y corte, viga de primer nivel eje Y**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Los momentos a utilizar son los más elevados obtenidos con el método KANI.

$$M_{(-)} = 15,65 T - m$$

$$M_{(+)} = 8,1 T - m$$

Cortante actuante crítico

$$V_a = 15,85 T$$

- Límites de acero

Inicialmente se revisa el acero mínimo de la sección, según ACI 318-08 sección 21.5.2.1, y de igual forma se calcula el valor del área de acero máximo en la sección.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} \geq \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta_1 * 6\ 120 * f'c}{f_y * (f_y + 6\ 120)}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8 * \sqrt{280}}{2\ 810 \text{ Kg/cm}^2} * 25 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \geq \frac{14,1}{2\ 810 \text{ Kg/cm}^2} * 25 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 5,82 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el mayor  $As_{min} = 5,82 \text{ cm}^2$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 6\ 120 * 280}{2810 * (2810 + 6\ 120)} = 0,0684$$

$$As_{max} = 0,5 * 0,0684 * 25 * 36 = 30,79 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

Para  $M_{(-)} = 15,65 \text{ T} - \text{m}$

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

$$As_{(-)} = 0,85 * \left( \frac{280}{2\ 810} \right) = \left[ 25 * 36 - \sqrt{(25 * 36)^2 - \frac{15\ 650 * 25}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$As_{(-)} = 25,45 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} < 25,45 \text{ cm}^2 < As_{max}$$

$$5,82 \text{ cm}^2 < 25,45 \text{ cm}^2 < 30,79 \text{ cm}^2$$

25,45  $\text{cm}^2$  será el área de acero a considerar, que pertenece a  $M_{(-)} = 15,65 \text{ T} - \text{m}$

Para el armado de vigas es necesario tomar en cuenta los requisitos sísmicos según el código ACI 318 cap. 21.

- Cama superior

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las opciones a continuación:

$$As_{min} = 5,82 \text{ cm}^2$$

$$33\%As_{(-)mayor} = 0,33 * 25,45 \text{ cm}^2 = 8,40 \text{ cm}^2$$

La mayor es  $8,40 \text{ cm}^2$  y se propone

$$3 \text{ varillas corridas No. 8} = 3 * 5,07 \text{ cm}^2 = 15,21 \text{ cm}^2$$

Para cubrir los momentos negativos en vigas, se completa el  $As$  requerido colocando bastones.

$M_{(-)} = 15 \text{ 650 Kg} - m \rightarrow 3 \text{ varillas corridas No. 8} + 3 \text{ bastones No. 8}$  (ver detalle)

Área de sección transversal de varilla No. 8 =  $507 \text{ mm}^2$

$$\frac{6 \text{ varillas} * 507 \text{ mm}^2}{100} = 30,4 \text{ cm}^2 < 30,8 \text{ As}_{max}$$

- Cama inferior

Para  $M_{(+)} = 8,1 \text{ T} - m$

$$As_{(+)} = 0,85 * \left( \frac{280}{2 \cdot 810} \right) = \left[ 25 * 36 - \sqrt{(25 * 46)^2 - \frac{8 \cdot 100 * 25}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$As_{(+)} = 12,23 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} < As_{(+)} < As_{max}$$

$$5,82 \text{ cm}^2 < \mathbf{12,23} < 30,79 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 varillas como mínimo, con el área mayor de las opciones a continuación:

$$A_{s_{min}} = 5,82 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_{s(-)} = 0,50 * 25,45 \text{ cm}^2 = 12,73 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_{s(+)} = 0,50 * 12,23 \text{ cm}^2 = 6,11 \text{ cm}^2$$

12,73m<sup>2</sup> es el mayor por lo que se propuso 3 varillas corridas No. 8 =  
15,21 cm<sup>2</sup>

$$15,21 \text{ cm}^2 > 12,73 \text{ cm}^2 \text{ requerido}$$

Diseño de estribos para viga, refuerzo transversal:

$$V_{actuante} = 15,85 \text{ Kg}$$

También se le llama refuerzo en el alma, en general este se suministra en forma de estribos espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga según lo requerido. El diseño por cortante es importante en las estructuras de concreto, debido a que la resistencia del concreto es bajo contra la flexión. El objetivo de colocar el acero transversal es para mantener el refuerzo longitudinal en la posición deseada y para contrarrestar los esfuerzos de corte.

$V_{CU}$  = corte que soporta el concreto

$$V_{CU} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * (b * d)$$

$$V_{CU} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2} * 25 \text{ cm} * 36 \text{ cm}$$

$$V_{CU} = 6784,48 \text{ Kg}$$

Si  $V_{CU} > V_A$  la viga necesita estribos solo por armado, a  $S_{max.} = d/2 < 30 \text{ cm}$ .

Si  $V_A < V_{CU}$  se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones.

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u}$$

Utilizando varilla No.3  $A_v = 0,71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2 * 0,71 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ Kg/cm}^2 * 36 \text{ cm}}{15850 \text{ Kg}} = 7,03 \text{ cm}$$

Según ACI 318-08 sección. 21.3.4.3 la separación máxima es:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{36 \text{ cm}}{2} = 18 \text{ cm}$$

Por medidas de seguridad y facilidad de armado, los estribos en zona no confinada tendrán una separación de 15 cm.

Longitud a confinar encontrada por una relación de triángulos semejantes involucrando los cortantes, actuante y resistente:

$$\frac{V_{act}}{L/2} = \frac{V_{res}}{x}$$
$$\frac{15850 \text{ Kg}}{4,7 \text{ m}/2} = \frac{6784,48 \text{ Kg}}{x}; x = 2,00 \text{ m}$$
$$x' = \frac{4,7 \text{ m}}{2} - 2 \text{ m} = 0,34 \text{ m}$$

Según ACI 318-08, sección 21.3.4.2. Deben colocarse estribos en una longitud igual a 2d, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

- El primer estribo debe de estar situado a no más de 5 cm, de la cara del elemento de apoyo.
- $S_{max}$ . no debe ser mayor que  $d/4 = 36/4 = 9 \text{ cm}$
- 8 veces la barilla longitudinal menor diámetro=  $8 * 2,54 = 20,32 \text{ cm}$



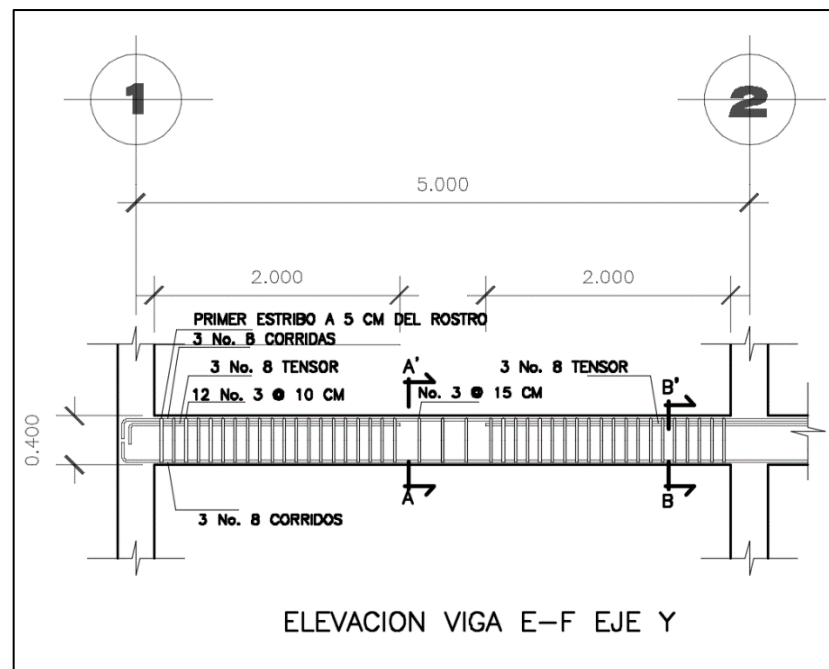
- $24 * \text{estribo} = 24 * 0,95 = 22,8 \text{ cm}$
- No mayor de 30 cm

Por medidas de seguridad y facilidad de armado, los estribos en zona confinada tendrán una separación de 10 cm.

El armado de estribos final para la viga es el siguiente:

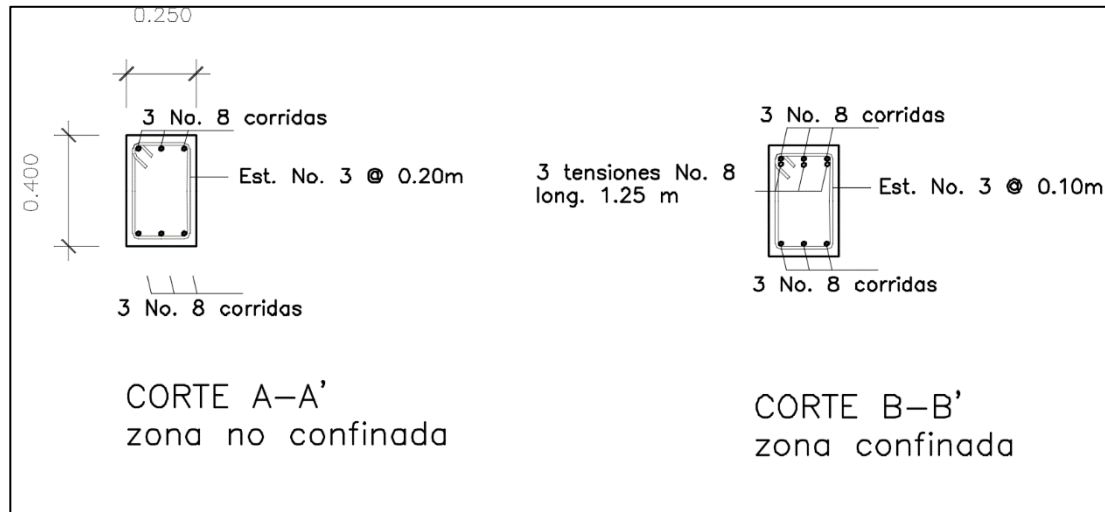
Estribo núm. 3, 1@5, 12@10, resto @15 cm

Figura 50. Armado longitudinal de viga



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 51. Secciones de viga



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

### 2.2.7.3. Columnas

Son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. La carga axial es el resultado de todas las cargas últimas verticales aplicadas a la columna, la que se determina por el área tributaria. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural.

Para su diseño se deben considerar 3 aspectos:

- Efectos de esbeltez.
- Diseño de refuerzo longitudinal (columnas con carga axial y un momento y columnas de carga axial y dos momentos).
- Diseño de refuerzo transversal.

Requisitos del ACI para columnas:

- Para el área de acero longitudinal máximo se establece un 6 % en zonas sísmicas y 8 % para zonas no sísmicas de la sección de la columna.
- El área de acero mínimo longitudinal de la sección de la columna es del 1 %.  $A_{st}(\min) = 0,01 A_g$  ;  $A_g$  = área de la columna
- La columna debe tener como mínimo 4 varillas de refuerzo longitudinal.
- El lado más pequeño de la columna estructural es de 30 cm.
- La sección mínima para columnas estructurales debe ser de 900 cm<sup>2</sup> para marcos estructurales.
- El refuerzo transversal (estribos) no puede ser menor de 3/8" para barras longitudinales menores al No. 10. Para barras No. 11, 14, 18 y barras empacadas se debe usar estribo no menor de No. 4.
- El recubrimiento mínimo en condiciones normales es de 0,03 m.
- La separación de estribos no debe ser superior a 16 diámetros de la barra longitudinal, ni a 48 diámetros del estribo, ni a la dimensión mínima de la columna.

Sección de la columna crítica del primer nivel:

Datos:

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t_{losa} = 0,12 \text{ m}$$

$$rec. = 3,0 \text{ cm}$$

$$Secc_{col.} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m}$$

$$Secc_{viga} = 0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m}$$

$$h_{col} = 3,00 \text{ m}$$

$$long_{viga} = 5,0 \text{ m}$$

Momentos críticos tomado de la envolvente de momentos en columnas, ejes Y, X.

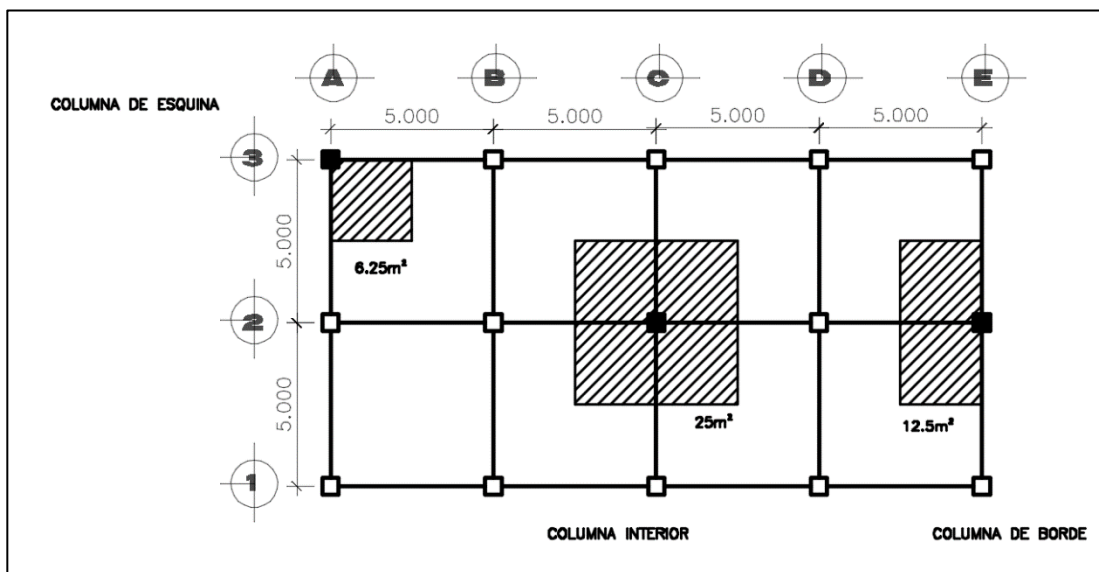
$$M_x = 2\,980 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_y = 6\,170 \text{ Kg} - \text{m}$$

Valor del Corte crítico en columnas previamente calculado.

$$Vu = 2\,900 \text{ Kg}$$

Figura 52. Áreas tributarias en columnas.



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Cargas a utilizar:

$$\text{Carga Viva nivel 1} = 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva azotea} = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Muros} = 210 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 180 \text{ Kg/m}^2$$

La sobrecarga en este caso se considerara como peso de acabados y de piso.

Magnificación de cargas AGIES

$$\text{Carga axial: } CU = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$Cu = 1,4(W_{losa} + W_{sobrecarga} + W_{muros}) + 1,7(CV)$$

$$CU_{entrepiso} = 1,4 \left( 2400 \text{ Kg/m}^3 * (0,12m) + 180 \text{ Kg/m}^2 + 210 \text{ Kg/m}^2 \right) + 1,7 \left( 500 \text{ Kg/m}^2 \right)$$

$$CU_{entrepiso} = 1799,2 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU_{azotea} = 1,4 \left( 2400 \text{ Kg/m}^3 (0,12m) + 180 \text{ Kg/m}^2 \right) + 1,7 \left( 200 \text{ Kg/m}^2 \right)$$

$$CU_{azotea} = 995,2 \text{ Kg/m}^2$$

Factor de carga última

$$FCU = \frac{CU_{total}}{CM + CV}$$

$$Fcu \text{ entrepiso} = \frac{1\,799,2 \text{ Kg/m}^2}{678 \text{ Kg/m}^2 + 500 \text{ Kg/m}^2} = 1,52733$$

$$Fcu \text{ azotea} = \frac{1\,799,2 \text{ Kg/m}^2}{468 \text{ Kg/m}^2 + 200 \text{ Kg/m}^2} = 1,48982$$

Carga axial:

$$Pu = (At * Cu) + (Pvigas * FCU)$$

Se evaluarán  $25 \text{ m}^2$  que es el área tributaria de la columna intermedia que es la que recibe mayor carga.

$$Pu \text{ entrepiso} = \left( 25 \text{ m}^2 * 1\,799,2 \text{ Kg/m}^2 \right) + \left( 0,25 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 2\,400 \text{ Kg/m}^2 * 1,527 \right) = 49\,562 \text{ Kg}$$

$$Pu \text{ azotea} = \left( 25 \text{ m}^2 * 995,2 \text{ Kg/m}^2 \right) + \left( 0,25 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 2\,400 \text{ Kg/m}^2 * 1,489 \right) = 29\,349,46 \text{ Kg}$$

$$Pu \text{ total} = 49\,562 \text{ Kg} + 29\,349,46 \text{ Kg}$$

$$Pu \text{ total} = 78\,911,47 \text{ Kg}$$

Clasificación de columna según su esbeltez, el objetivo de esta clasificación es ubicarla en un rango para determinar su comportamiento bajo las cargas a las que se verá sometida y diseñar la columna crítica en base a eso.

- Columnas cortas:  $E < 22$ ; diseñarlas con los datos originales del diseño estructural.
- Columnas intermedias:  $22 < E < 100$ ; diseñarlas magnificando los momentos actuantes.
- Columnas largas  $E > 100$ ; se recomienda no construirlas.

Cálculo de coeficiente que mide el grado de empotramiento en las columnas

Donde

$I = \text{Inercia}$

$$I = \frac{(b \cdot h^3)}{12}$$

$$b = 0,3m$$

$$h = 0,3m$$

$$I_{col} = \frac{0,30 \cdot 0,30^3}{12} = 0,000675 m^4$$

$$I_{viga} = \frac{0,25 \cdot 0,50^3}{12} = 0,002604 m^4$$

Rigidez:

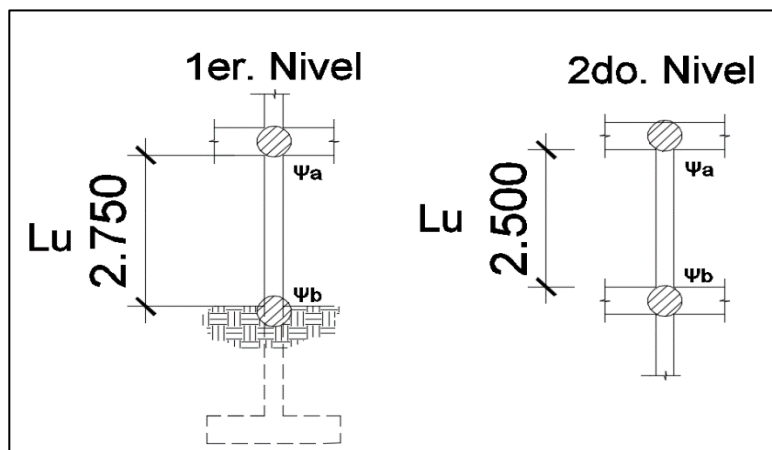
$$K = \frac{I}{L} ;$$

$$K_{columna\ nivel\ 1} = \frac{0,000675}{3,00} = 0,000225$$

$$K_{columna\ nivel\ 2} = \frac{0,000675}{3,00} = 0,000225$$

$$K_{vigas} = \frac{0,002604}{5,00} = 0,000520833$$

Figura 53. **Coefficientes de empotramiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

$(\psi_{a,b})$  = coeficiente de empotramiento

$$(\psi) = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{viga}}$$

Coefficientes de empotramiento para columnas nivel 1

$$(\psi)_a(\text{extemo superior}) = \frac{0,000225 + 0,000225}{0,0005208 + 0,0005208} = 0,432$$

$$(\psi)_b(\text{extemo inferior}) = 0$$

$$(\psi)_{promedio} = 0,216$$



Coefficientes de empotramiento para columnas de nivel 2

$$(\psi)a(\text{extemo superior}) = \frac{0,000225}{0,0005208 + 0,0005208} = 0,216$$

$$(\psi)b(\text{extemo inferior}) = \frac{0,000225 + 0,000225}{0,0005208 + 0,0005208} = 0,432$$

$$(\psi)promedio = 0,324$$

Cálculo de factor de longitud efectiva K:

$$K = \frac{20 - \psi prom}{20} * \sqrt{1 + \psi prom} \quad \text{para } \psi prom < 2$$

$$K = 0,90 * \sqrt{1 + \psi prom} \quad \text{para } \psi prom > 2$$

Para este proyecto  $\psi prom < 2$

$$K(\text{nivel 1}) = \frac{20 - 0,216}{20} * \sqrt{1 + 0,216} = 1,09$$

$$K(\text{nivel 2}) = \frac{20 - 0,324}{20} * \sqrt{1 + 0,324} = 1,13$$

Cálculo de esbeltez: ACI 318-08 secc. 10.10.1.2

$$E = \frac{K * Lu}{\sigma}$$

Donde

$Lu$  = Longitud efectiva

$Lu_{\text{nivel 1}}$  = 2,75

$Lu_{\text{nivel 2}}$  = 2,5

$$\sigma = 0,3 * \text{lado menor}$$

$$\text{lado menor} = 0,3 \text{ m}$$

$$\sigma = 0,3 * 0,30 = 0,09$$

$$E(\text{nivel 1}) = \frac{1,09 * 2,75}{0,09} = 33,3$$

$$E(\text{nivel 2}) = \frac{1,13 * 2,50}{0,09} = 31,39$$

Según los resultados obtenidos no se clasifican como columnas cortas, por lo que se deben magnificar los momentos finales obtenidos anteriormente, según ACI 318-08 sección 10.10.1, además es necesario verificar la capacidad de carga de la columna.

Datos a utilizar calculados anteriormente:

$$Cv_{\text{nivel 1}} = 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$Cm_{\text{nivel 1}} = 678 \text{ Kg/m}^2$$

Factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta d = \frac{1,4 Cm}{1,4 Cm + 1,7 Cv}$$

$$\beta d = \frac{CMu}{CU}$$

$$\beta d(\text{primer nivel}) = \frac{1,4 * 678 \text{ Kg/m}^2}{1,4 * 678 \text{ Kg/m}^2 + 1,7 * 500 \text{ Kg/m}^2} = 0,5275$$

Cálculo del total del material (ecuación 10-15 ACI 318-08 secc. 10.10.6.1):

$$EI = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta d}$$

$$E_c = 15\ 100 * \sqrt{f'_c}$$

$$EI(1er\ nivel) = \frac{0,4 * 15\ 100 * \sqrt{280\ Kg/m^2 * \left(30^4/12\right)}}{1 + 0,5275}$$

$$EI = 4\ 473\ 973\ 156\ Kg - cm^2$$

$$EI = 447,39\ Ton - m^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler (Pcr):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(k * lu)^2}$$

$$P_{cr}(Primer\ nivel) = \frac{\pi^2 * 447,39\ Ton - m^2}{(1,09 * 2,5\ m)^2} = 594,65\ Ton$$

Se repite el proceso para el nivel 2 utilizando sus cargas ya determinadas.

$$P_{cr}(Segundo\ nivel) = \frac{\pi^2 * 412,11\ Ton - m^2}{(1,13 * 2,5\ m)^2} = 509,65\ Ton$$

Cálculo del magnificador de momentos

$$\delta > 1$$

$$\emptyset = 0,70$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\emptyset * P_{cr}}}$$

$$P_u = 78,91 \text{ Ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{78,91 \text{ Ton}}{0,7 * 553,29 \text{ Ton}}} = 1,25 \geq 1$$

Cálculo de momentos de diseño:

Donde

$$m_x = 2\,980 \text{ Kg} - m$$

$$m_y = 6\,170 \text{ Kg} - m$$

$$M\delta_x = \delta * m_x$$

$$M\delta_x = 1,2558 * 2\,980 \text{ Kg} - m$$

$$M\delta_x = 3\,742,52 \text{ Kg} - m$$

$$M\delta_y = 1,2558 * 6\,170 \text{ Kg} - m$$

$$M\delta_y = 7\,748,77 \text{ Kg} - m$$

Cálculo de acero longitudinal por el Método de Bressler.

Este método es una aproximación al perfil de la superficie de la falla, el método consiste en aproximar el valor  $1/P'u$  a través de un punto del plano, determinado por tres valores: carga axial pura ( $P'o$ ), carga de falla para una excentricidad  $e_x$  ( $P'ux$ ) y carga de falla por una excentricidad  $e_y$  ( $P'uy$ ).

Los límites de acero según ACI 318-08 sección 21.6.3.1, para el área de acero en una columna son:

$$\text{en zona sísmica } 1\% A_g < A_s < 6\% A_g$$

$$\text{ancho y base columna} = 30 \text{ cm}$$

$$A_g = (30 \text{ cm})^2 = 900 \text{ cm}^2$$

$$1\% = A_s \text{ min} = 0,01 * (30 \text{ cm})^2 = 9 \text{ cm}^2$$

$$6\% = A_s \text{ max} = 0,06 * (30 \text{ cm})^2 = 54 \text{ cm}^2$$

Con base a los límites de acero se propone un armado:

$$\text{Ambos niveles: } 4 \text{ No. 6} + 4 \text{ No. 4 equivalente a } 12,72 \text{ cm}^2 = 1,43\% \emptyset s$$

$$9 \text{ cm}^2 < 12,72 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2$$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica

$$Y = X = \frac{H_{\text{núcleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{b - 2 \text{ rec}}{h}$$

$$Y = \frac{0,30 \text{ m} - 2 * 0,03 \text{ m}}{0,30 \text{ m}} = 0,8$$

Valores de la curva

$$\rho = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'c * A_g}$$

$$\rho = \frac{12,72 * 2810}{0,85 * 281 * 900} = 0,17$$

Excentricidades:

$$e_{x,y} = \frac{M_{x,y}}{P_u}$$

$$e_x = \frac{3742,52 \text{ Kg} - m}{78911,47 \text{ Kg}} = 0,05$$

$$e_y = \frac{7\,748,77 \text{ Kg} - m}{78\,911,47 \text{ Kg}} = 0,1$$

Con las excentricidades se calcula el valor de las diagonales:

$$e_{x,y}/h_{x,y} = \frac{e_{x,y}}{(h/100)}$$

$$e_x/h_x = \frac{0,05}{(30/100)} = 0,16$$

$$e_y/h_y = \frac{0,1}{(30/100)} = 0,33$$

De la gráfica:

$$k'_x = 0,6$$

$$k'_y = 0,55$$

Carga resistente de la columna a una excentricidad e:

$$P'_{ux,y} = K_{x,y} * F'_c * b * h$$

$$P'_{ux} = 0,6 * 280 \text{ Kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 15\,174 \text{ Kg}$$

$$P'_{uy} = 0,55 * 280 \text{ Kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 139\,095 \text{ Kg}$$

Carga axial resistente de la columna (Arthur NILSON *Diseño de Estructuras de Concreto*, Ec. 8.4b sección 8.1):

$$P'_o = \emptyset * (0,85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$\emptyset = 0,7$$

$$P'o = 0,70 * (0,85 * 280 \text{ Kg/cm}^2 * (900 \text{ cm}^2 - 12,72 \text{ cm}^2) + 12,72 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ Kg/cm}^2) = 173\,369,02 \text{ Kg}$$

Carga resistente de la columna (Arthur NILSON *Diseño de Estructuras de Concreto*, Ec. 8.20 sección 8.13):

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'ux} + \frac{1}{P'uy} - \frac{1}{P'o}}$$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{151\,740 \text{ Kg}} + \frac{1}{139\,095 \text{ Kg}} - \frac{1}{173\,369,02 \text{ Kg}}} = 124\,820,45 \text{ Kg}$$

Se verifica la condición:

$$P'u \geq \frac{Pu}{0,7}$$

$$124\,820,45 \text{ Kg Kg} \geq \frac{78\,911,46 \text{ Kg}}{0,7}$$

$$124\,820,45 \text{ Kg Kg} \geq 112\,730,66 \text{ Kg}$$

Cumple  $P'u > Pu/0,7$ ; entonces el armado de la columna propuesto es adecuado. Caso contrario, sería necesario aumentar el acero por debajo del  $A_{smax}$ , en caso de requerir mayor esfuerzo que el permitido por el  $A_{smax}$ , será necesario aumentar la sección propuesta.

Además de diseñar las columnas para resistir flexo compresión es necesario dotarles de ductilidad con la meta de que absorban parte de la

energía del sismo. Esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos.

Se ha determinado que si la columna se confina la capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de las mismas.

Refuerzo transversal: ACI 318S-08 cap. 21.3.5.2

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

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2} * 30 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 5\,663,81 \text{ Kg}$$

Para los valores de cortante actuante se tomó el mayor.

$$V_a = 2\,900 \text{ Kg}$$

Para el segundo nivel el  $V_r > V_a$ , se pueden usar estribos a  $d/2$  (ACI 318-08 sección 11.4.5.1)

$$S = d/2$$

$$S = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

Utilizar @12 cm en zona no confinada

La separación de estribos según ACI 318-08 secc. 21.3.5.2, secc. 7.10.5.2 se calcula entre la menor de las siguientes opciones:

- 8 veces el  $\emptyset$  barra longitudinal confinada de menor diámetro



- 24 veces el Ø barra del estribo cerrado de confinamiento
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna
- 300 mm
- 16 Ø barra longitudinal
- 48 Ø barra transversal

La longitud a confinar no debe ser menor que la mayor entre:

- $L/6=2,50/6=0,42$  cm
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 450 mm

Para este proyecto se tomará una longitud de confinamiento de 0,50 cm en ambos extremos (ver detalle)

Espaciamiento de estribos en zona confinada

Relación volumétrica

$$\rho_s = 0,45 * \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] * \left[ \left( \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right) \right]; \text{ Verificar que } \rho_s \geq 0,12 * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{ch} = (b - 2 * rec)^2$$

$$A_{ch} = (30 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm})^2 = 576 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0,45 * \left[ \left( \frac{30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}{576} \right) - 1 \right] * \left[ \left( \frac{0,85 * 280 \text{ Kg/cm}^2}{2810 \text{ Kg/cm}^2} \right) \right] = 0,02151$$

$$\text{Comprobar que } \rho_s \geq 0,12 * \frac{280 \text{ Kg/cm}^2}{2810 \text{ Kg/cm}^2} = 0,012$$

0,02151  $\geq$  0,012    Sí cumple

Espaciamiento en zona confinada

$$S1 = \frac{4 * Av}{\rho_s * Ln}$$

$$Ln = b - 2 * rec = 24 \text{ cm}$$

$$Av \text{ No. 3} = 0,71 \text{ cm}^2$$

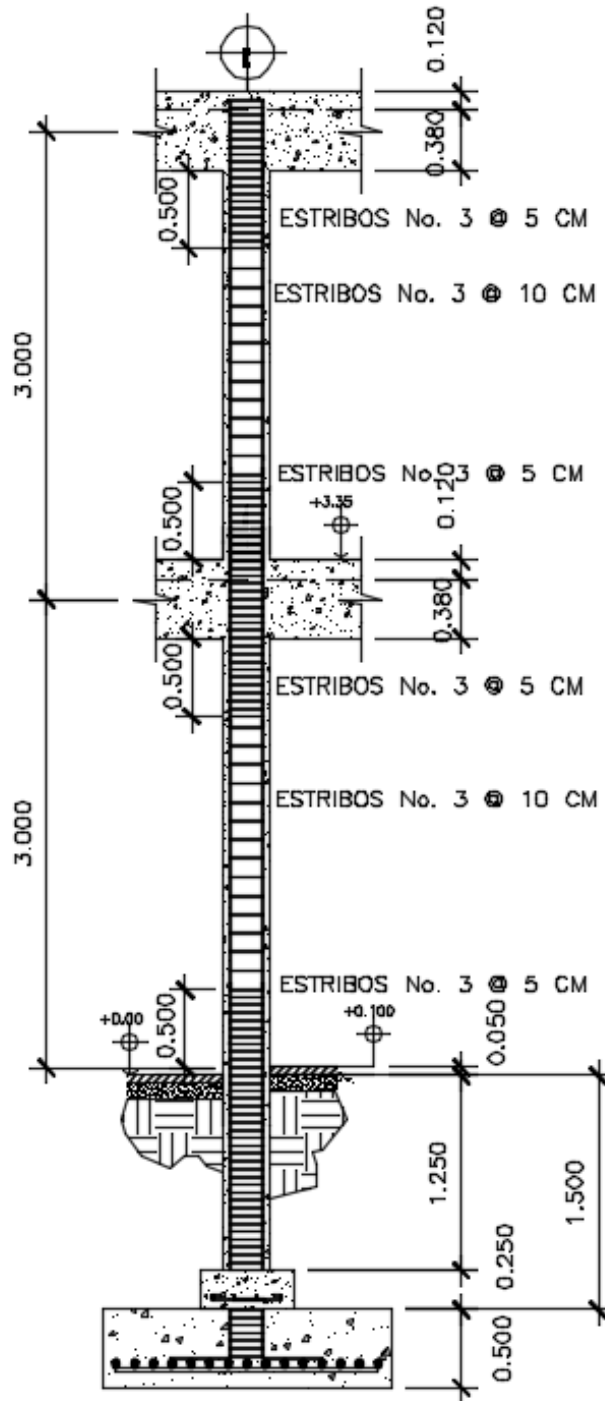
$$S1 = \frac{4 * 0,71 \text{ cm}^2}{0,02151 * 24 \text{ cm}} = 5,5 \text{ cm}$$

Utilizar barras núm. 3 @ 0,05 m en zona confinada.

Los armados quedan de la siguiente manera:

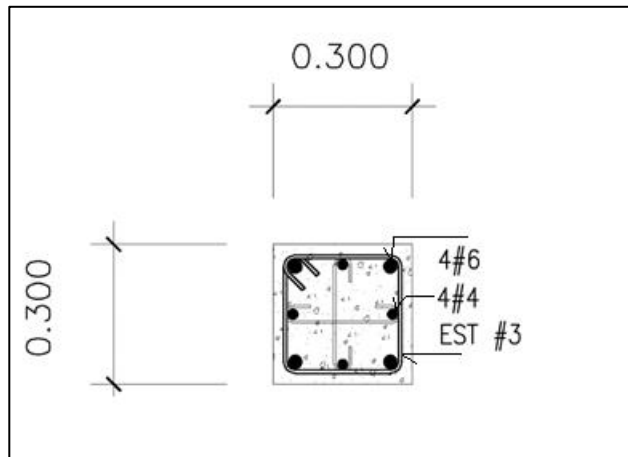
Primer y segundo nivel: 4 núm. 6+4 No.4 + est. No. 3 @ 0,10 m y est. en zona no confinada y No. 3 @ 0,05 en zona confinada.

Figura 54. Detalle de columna



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 55. **Sección de columna**



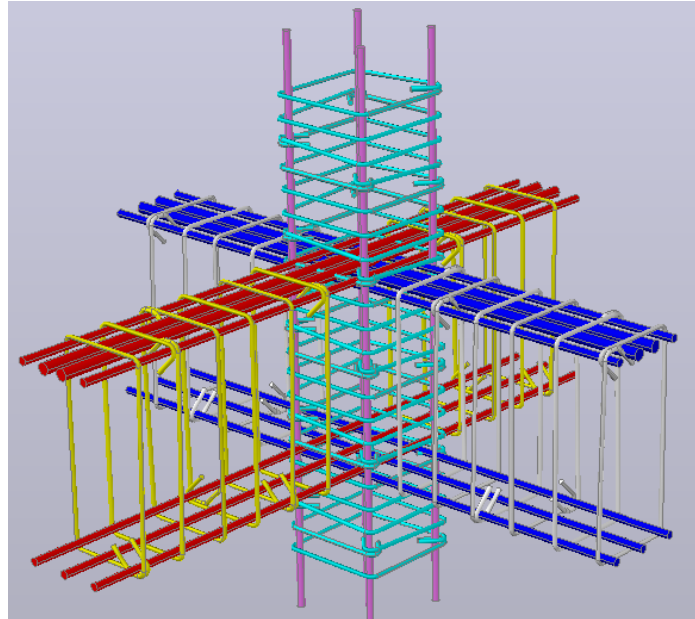
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

#### **2.2.7.4. Nudo sísmico**

Es la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

Garantizan la estabilidad global de la estructura, ya que su falla genera por lo general el inicio de un mecanismo de colapso progresivo. El valor del cortante en la columna es máximo. Es la zona donde el acero de la viga debe desarrollar su máximo esfuerzo para soportar los momentos flectores negativos de los apoyos. En ellos se presentan inversión de momentos durante el sismo.

Figura 56. **Nudo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Desde el punto de vista de diseño, los nudos se pueden clasificar como:

- Nudos de pórticos que resisten fuerzas gravitacionales.
- Nudos de pórticos que resisten fuerzas gravitacionales y sísmicas.

El comportamiento del nudo se rige bajo las siguientes consideraciones:

- Los momentos flectores de las vigas y las columnas deberán ser resistidos por el acero longitudinal de vigas y columnas respectivamente.
- El cortante vertical en la cara de la viga deberá ser resistido por esta.
- El cortante horizontal producido por la fuerza de tensión del acero de las vigas deberá ser resistido exclusivamente por el concreto del nudo.

La resistencia probable se basa en 1,25 fy con un factor de reducción de  $\Phi=0,85$  (ACI 318-05 en la sección 21.5.1.1). La dimensión de la columna paralela a la armadura de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro (ACI 318-05 en la sección 21.5.1.4)

Donde

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

hc: Dimensión de la columna paralela a la armadura de la viga

hv: Dimensión de la viga paralela a la armadura de la columna

db; Diámetro de la barra longitudinal. (Varillas No. 8. = 2.54 cm)

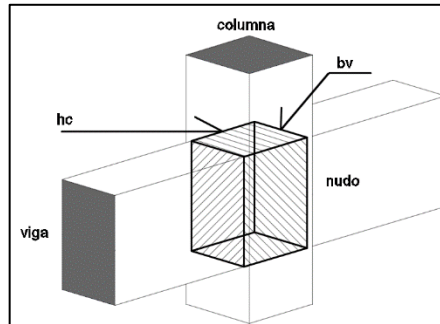
$$hv \geq 20db \text{ Columna}$$

$$hv = 30 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm} * 20 = 50 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} > 50 \text{ cm} \quad \text{si cumple}$$

La armadura transversal en los elementos donde se unen en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse armadura transversal, por lo menos la mitad de la cantidad requerida según ACI-21.4.4.1(confinamiento)

Figura 57. **Elementos del nudo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

$$3/4bv \leq hc$$

Bv = 25 cm base de la viga

Hc = 30 cm altura de la columna

$$\frac{3}{4} * 25 \leq 30$$

18,75 < 30 sí cumple

Resistencia al corte

Vn en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para concreto de peso normal:

Para nudos confinados en las cuatro caras

$$Vn = 1,7 * \sqrt{f'c} * hc * bv$$

$$Vn = 1,7 * \sqrt{280} * 25 * 30$$

$$Vn = 21\,334,83 \text{ Kg}$$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas

$$Vn = 1,2 * \sqrt{f'c} * hc * bv$$

$$Vn = 1,2 * \sqrt{280} * 25 * 30$$

$$Vn = 15\ 059,88\ Kg$$

Para otros casos

$$Vn = 1 * \sqrt{f'c} * hc * bv$$

$$Vn = 1 * \sqrt{280} * 25 * 30$$

$$Vn = 12\ 549,9\ Kg$$

Cortante máximo actuante

*2.9 ton = cortante máximo en columna de primer nivel*

*Vn > cortante max en columna*

*Vn = 12 549,9 Kg > 2 900 Kg    sí cumple*

La longitud de anclaje se aplica para el diseño de los nudos exteriores y esquineros.

El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna.

$$ldh = \frac{F_Y * d_b}{17,2 * \sqrt{f'c}}$$



Donde

*ldh*: Longitud de desarrollo

*d\_b*: Diámetro de la barra

$$ldh = \frac{2800 * 2,54}{17,2 * \sqrt{280}}$$

$$ldh = 24,35 \text{ cm}$$

El gancho de 90 grados debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde si el espaciamiento de estribos  $S_h < 3d_b$ , entonces se puede reducir *ldh* en un 20 por ciento.

Detalles

- De acuerdo a C.21.7.5.3 las barras que terminen dentro del nudo deberán extenderse hasta la cara opuesta de la columna y anclarse apropiadamente.
- Se recomienda que los ganchos sean hacia abajo para las barras superiores y hacia arriba las inferiores.
- Al menos el 60 % del refuerzo longitudinal de la viga debe atravesar el núcleo confinado de la columna.
- Nunca se debe traslapar el acero longitudinal de vigas ni columnas dentro del nudo.

#### **2.2.7.5. Diseño de rampa**

La rampa peatonal debe ser de 1,00 metro de amplitud, eso para permitir el ingreso y egreso de las personas de movilidad limitada al edificio municipal, con una inclinación del 15 por ciento para que sea útil movilizarse en silla de

ruedas. La rampa se propone diseñarla en dos tramos ascendentes y un descanso intermedio.

La rampa será elaborada sobre relleno para así evitar losas que trabajen a flexión, mediante la conformación del suelo se crea una superficie sólida para este fin, tendrán un pavimento de concreto de espesor de  $t=0,08\text{m}$  y refuerzo de electro malla 9/9. Se detallan en planos en anexos. Este diseño cumple con lo requerido por la norma NR-2 de CONRED.

Las rampas utilizadas en las salidas de emergencia deberán cumplir con lo siguiente:

- Con la finalidad de que las rutas de evacuación sean apropiadas para las personas en sillas de ruedas, las pendientes de las rampas en las rutas de evacuación deberán tener una pendiente no mayor a 8,33 %.
- La pendiente máxima permitida será de 12,5 %.
- Las rampas deberán tener descansos superior e inferior, el descanso superior deberá tener una longitud mínima de 183 cm y el descanso inferior una longitud mínima de 150 cm.
- La distancia vertical máxima entre descansos será de 150 centímetros.

#### **2.2.7.6. Diseño de gradas**

El que la escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella. Las siguientes relaciones pueden garantizar la comodidad de una escalera. Este diseño cumplirá con lo requerido por la Norma NR-2 de CONRED.

Cualquier grupo de dos o más escalones, deberá cumplir con lo siguiente:

- El ancho de las gradas será determinado según lo indicado en la sección 9.2 de la Norma NRD-2
- Todas las gradas deberán tener huellas y contrahuellas de iguales longitudes, así mismo, los descansos en gradas podrán ser cuadrados o rectangulares siempre y cuando cumplan con la longitud y ancho mínimo.
- Las gradas deberán tener descansos superior e inferior. La distancia vertical máxima entre descansos será de trescientos setenta (370) centímetros.
- Los descansos de las gradas deberán tener una longitud, medida en la dirección del recorrido, no menor de su ancho o 110 centímetros.

$$C \leq 0,20 \text{ m} \rightarrow 0,15 \text{ m}$$

$$H > C \rightarrow 0,30 \text{ m} > 0,15 \text{ m}$$

$$2C + H \leq 0,64 \text{ m} \rightarrow 0,60 \text{ m} \leq 0,64 \text{ m}$$

$$C + H \approx 0,45 \text{ a } 0,48 \text{ m} \rightarrow 0,45 \text{ m} \leq 0,45 \text{ m}$$

$$(C)(H) \approx 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2 \rightarrow 450 \text{ m} \leq 480 \text{ cm}^2$$

Se diseñó escalera con apoyos empotrados.

Donde

$$C = \text{contrahuella}$$

$$H = \text{huella}$$

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CV = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{área disponible} = 0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m}$$

$$ln = 2,5 \text{ m} > \text{mínimo de } 1,1 \text{ m}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$Ln =$  claro que cubre la escalera

$$t = Ln/24$$

$$t = 2,5 \text{ m}/24$$

$$t = 0,104 \text{ m}$$

utilizar  $t = 0,12 \text{ m}$

Comprobación de altura total desarrollada:

$$h = 2(\text{No.} C * C)$$

$$h = 2(10 * 0,15) = 3,0 \text{ m} \text{ si cumple}$$

Integración de cargas

Peso propio de escalera

$$Cmu = 1,4 * \gamma_{\text{concreto}} * (t + c/2)$$

$$Cmu = 1,4 * 2400 * (0,12 + 0,15/2)$$

$$Cmu = 655,2 \text{ Kg/m}^2$$

$$Cvu = 1,7 * CV$$

$$Cvu = 1,7 * 500$$

$$Cvu = 850 \text{ Kg/m}^2$$

$$Wu = Cm + Cv$$

$$Wu = 850 \text{ Kg/m}^2 + 655,2 \text{ Kg/m}^2$$

$$Wu = 1\,505,2 \text{ Kg/m}^2$$

Distribución de carga y momento

$$M(-) = \frac{Wu * L^2}{9}$$

$$M(-) = \frac{1\,505,2 \text{ Kg/m}^2 * 2,5 \text{ m}^2}{9}$$

$$M(-) = 1\,045,28 \text{ Kg} - m$$

$$M(+) = \frac{Wu * L^2}{14}$$

$$M(+) = \frac{1\,505,2 \text{ Kg/m}^2 * 2,5 \text{ m}^2}{14}$$

$$M(+) = 671,96 \text{ Kg} - m$$

Área de acero requerida por los momentos

Donde

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

$$d = 9,5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810 \text{ Kg/m}^2} * 100 \text{ cm} * 9,5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 4,77 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s(+)} = \left[ 100 * 9,5 - \sqrt{(100 * 9,5)^2 - \frac{671,96 \text{ Kg} - m * 100}{0,003825 * 280}} \right] * 0,85 \left( \frac{280}{2810} \right)$$

$$A_{s(+)} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = \left[ 100 * 9,5 - \sqrt{(100 * 9,5)^2 - \frac{1045,28 \text{ Kg} - m * 100}{0,003825 * 280}} \right] * 0,85 \left( \frac{280}{2810} \right)$$

$$A_{s(-)} = 4,48 \text{ cm}^2$$

Se utilizara el acero mínimo

Espaciamiento

$$S_{max} = 2t$$

$$S_{max} = 2 * 0,12m$$

$$S_{max} = 0,24 \text{ m}$$

Espaciamiento S, para varilla núm. 3, con  $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

0,71 cm<sup>2</sup> ----- S      Donde: S = 14,89 cm

Se armará con varilla No. 3 @ 0,14 m

Acero por temperatura (Ast):

$$Ast = 0,002 * b * t$$

$$Ast = 0,002 * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm}$$

$$Ast = 2,40 \text{ cm}^2$$

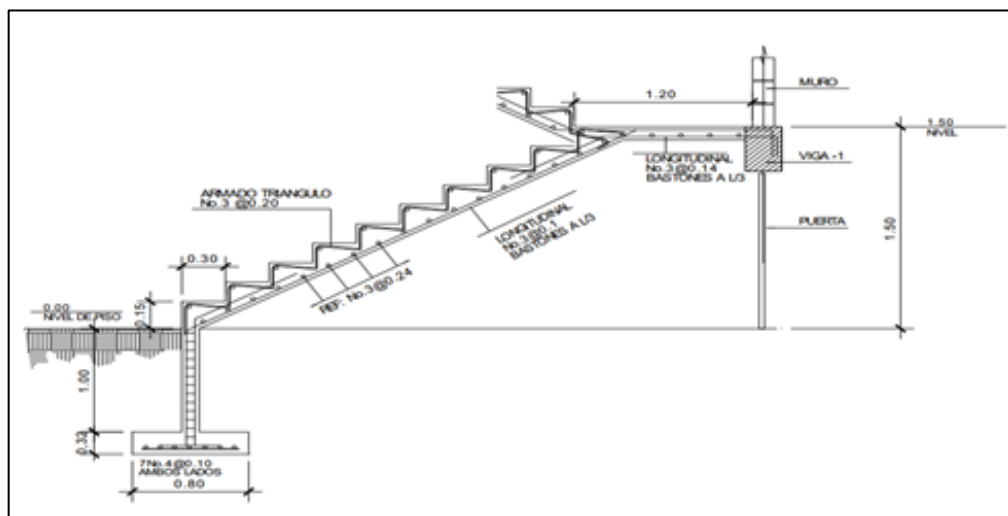
Espaciamiento S, con varilla No. 3, con As = 0,71 cm<sup>2</sup>

$$2,40 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

0,71 cm<sup>2</sup> ----- S      Donde: S = 29,58 cm

Se armará con varilla No. 3 @ 0,25 m

Figura 58.      **Detalle de armado de gradas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

### 2.2.8. Cimentación

La subestructura o cimentación es parte de la estructura que se coloca por debajo de la superficie del terreno, transmitiendo las cargas al suelo o a las rocas subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas, causando asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentación son:

- Transmitir carga desde la estructura hasta un estrato del suelo que tenga la resistencia suficiente.
- Disminuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Un suelo satisfactorio debajo de la estructura es suficiente para distribuir la carga mediante las zapatas.

#### Zapatas

Son elementos estructurales que reciben las cargas propias y las exteriores transmitiéndolo al suelo. El tipo de cimentación depende, principalmente del tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y su costo.

Datos:

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,80 \text{ Ton}/\text{m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$\text{desplante de zapata} = Df = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{rec.} = 7,50 \text{ cm (ACI 318 - 08 secc. 7.7.1)}$$

$$F_{cu} \text{ crítico de columna} = 1,527$$

$$\text{Secc}_{\text{col.}} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m}$$

$$H \text{ de columna} = 7,75 \text{ m}$$

Peso de las estructura de concreto del área crítica

$$P_u = 37\,808,56 \text{ Kg}$$

Valor soporte del suelo calculado con los estudios de suelos

$$V_s = 18,25 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

Momentos mayorados del cálculo de columnas

$$M_y = 7\,748,77 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_x = 3\,742,52 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cargas de trabajo:

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

$$P't = \frac{37,80 \text{ Ton}}{1,527}$$

$$P't = 24,76 \text{ Ton}$$

$$M't_{x,y} = \frac{M_{x,y}}{Fcu}$$

$$M't_x = \frac{3,74 \text{ Ton} - m}{1,527}$$

$$M't_x = 2,45 \text{ Ton} - m$$

$$M't_y = \frac{7,75 \text{ Ton} - m}{1,527}$$

$$M't_y = 5,07 \text{ Ton} - m$$

Predimensionamiento del área de la zapata:

$$Az = \frac{1,5 * Pt}{Vs}$$

$$Az = \frac{1,5 * 24,76 \text{ Ton}}{18,25 \text{ Ton}/m^2} = 2,04 \text{ m}^2$$

Se propone usar dimensiones aproximadas de 1,85 m x 1,85 m

$$\text{Área de zapata} = Az = 3,42 \text{ m}^2 > 2,04 \text{ m}^2$$

Revisión de presión sobre el suelo:

Se debe tomar en cuenta que Q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (Vs).

$$P = P't + P_{columna} + P_{suelo} + p_{cimiento}$$

$$P_{col} = secc_{col} * h_{col} * \gamma_{concreto}$$

$$P_{suelo} = Az * \gamma_{suelo} (Df - ancho_{columna}) * 1000$$

$$P_{cimiento} = Az * \gamma_{suelo} * ancho_{columna}$$

$$Ancho_{de\ columna} = 0,5 \text{ m}$$

$$P't = 2476,03 \text{ Kg}$$

$$P_{col} = 0,3 \text{ m} * 0,3 \text{ m} * 7,25 \text{ m} * 2\,400$$

$$P_{col} = 1\,674 \text{ Kg}$$

$$P_{suelo} = 1\,000 * 1,80 \text{ Ton}/\text{m}^3 (3,42 \text{ m}^2 - (0,30 \text{ m})^2) * (1,5 \text{ m} - 0,5 \text{ m})$$

$$P_{suelo} = 5\,998,5 \text{ Kg}$$

$$P_{cimiento} = 3,42 \text{ m}^2 * 0,5 \text{ m} * 2\,400 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$P_{cimiento} = 4\,107 \text{ Kg}$$

$$P = 2\,476,03 \text{ Kg} + 1\,674 \text{ Kg} + 5\,998,5 \text{ Kg} + 4\,107 \text{ Kg} = 36\,539,53 \text{ Kg}$$

Comprobación de dimensión de zapatas

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'_y}{S_y} \pm \frac{M'_x}{S_x}; \text{ donde: } q_{max} < V_s \text{ y } q_{min} > 0$$

$$S_{x,y} = 1/6 * b * h * h$$

$$S_{x,y} = 1/6 * 1,85^3$$

$$S_{x,y} = 1,06$$

$$q = \frac{36,54 \text{ Ton}}{3,42 \text{ m}^2} \pm \frac{2,45 \text{ Ton} - \text{m}}{1,06 \text{ m}^4} \pm \frac{5,07 \text{ Ton} - \text{m}}{1,06 \text{ m}^4}$$

$$q_{\text{máx}} = 17,81 \text{ Ton}/\text{m}^2; \text{ Cumple } q_{\text{máx}} < V_s = 18,25 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = 3,55 \text{ Ton}/\text{m}^2; \text{ Cumple } q_{\text{mín}} > 0$$

Cumple, por lo que las dimensiones de la zapata son correctas.

La presión del suelo en un punto cualquiera de la zapata es distinta a la presión en otro punto de la misma. Para efectos de diseño se determinó una presión constante aplicando un criterio conservador y se realizó el diseño con la presión máxima afectada por el factor de carga última.

Presión última:

$$Q_{dis} = q_{max} * F_{cu}$$

$$Q_{dis} = 17,81 \text{ Ton/m}^2 * 1,527$$

$$Q_{dis} = 27,19 \text{ Ton/m}^2$$

Diseño de espesor de la zapata

$$d = \text{peralte efectivo}$$

$$t = \text{asumido} = 0,5 \text{ m}$$

$$\phi_{\text{varilla No. 6}} = 1,91 \text{ cm}$$

$$d = \frac{t - \text{rec} - \phi_{\text{varilla}}}{2}$$

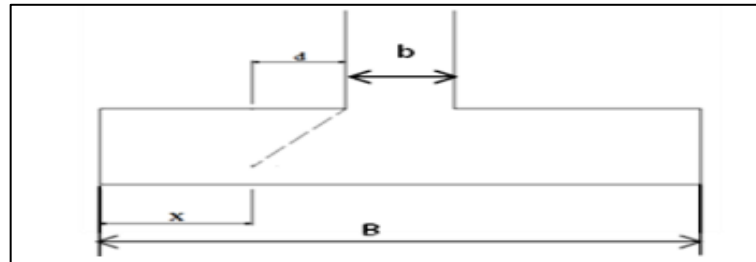
$$d = \frac{50 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 1,91 \text{ cm}}{2}$$

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

Análisis por corte simple:

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a  $d$  (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante.

Figura 59. Corte simple en zapata



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

$$x = \frac{B_{zapata}}{2} - \frac{b_{columna}}{2} - d$$

$$x = \frac{1,85 \text{ m}}{2} - \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 0,4155 \text{ m}$$

$$x = 0,36 \text{ m}$$

Corte actuante:

$$V_{act} = \text{Área} * Q_{dis}$$

$$V_{act} = (1,85 \text{ m} * 0,36 \text{ m}) * 27,19 \text{ Ton}/\text{m}^2 = 18,09 \text{ Ton}$$

Corte resistente:

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280 \text{ Kg}/\text{cm}^2} * 185 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm}$$

$$V_{res} = 57\,938 \text{ Kg}$$

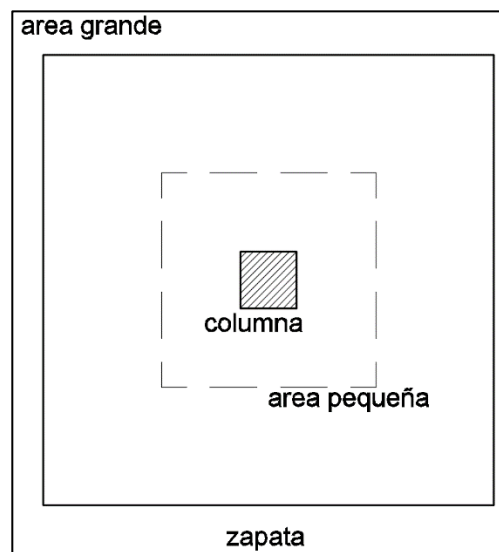
$$V_{res} = 57,94 \text{ Ton}$$

$V_{act} < V_{res}$ , sí cumple; el peralte propuesto resiste al corte simple

Corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata, debido a los esfuerzos de corte producidos en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla está a una distancia  $d/2$  del perímetro de la columna.

Figura 60. **Corte punzonante en zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Corte actuante por punzonamiento

$$a1 = \text{Área grande}$$

$$a2 = \text{Área pequeña}$$

$$a1 = 1,85 \text{ m} * 1,85 \text{ m}$$

$$a1 = 3,42 \text{ m}^2$$

$$a_2 = (0,3 \text{ m} + 0,4155 \text{ m})^2$$

$$a_2 = 0,52 \text{ m}^2$$

$$V_{act \text{ pun}} = \text{Área} * q_u$$

$$V_{act \text{ pun}} = (3,42 \text{ m}^2 - 0,52 \text{ m}^2) * 27,19 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_{act \text{ pun}} = 79,15 \text{ Ton}$$

### Corte resistente a punzonamiento

$$V_r \text{ pun} = \emptyset * \beta * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$b_o$  = Perímetro de área pequeña

$\beta = 1$  para columnas cuadradas

$$\emptyset = 0,85$$

$$b_o = 4 * (41,55 \text{ cm} + 30 \text{ cm}) = 71,54 \text{ cm}$$

$$V_r \text{ pun} = 0,85 * 1 * \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2} * 71,54 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm} = 169,1 \text{ Ton}$$

$V_{act} < V_r \text{ pun}$  cumple, el peralte propuesto resiste el corte punzonante.

Diseño del refuerzo:

Momento último:

$$M_u = \frac{Q_{dis} * L^2}{2}$$

L = distancia del rostro de la columna al final de la zapata.

$$M_u = \frac{27,19 \text{ Ton/m}^2 * \left(\frac{1,85 \text{ m}}{2} - \frac{0,3 \text{ m}}{2}\right)^2}{2} = 8,17 \text{ Ton} - \text{m}$$

Área de acero

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

$$As_{min} = \frac{14,1}{Fy} * b * d$$

$$b = 100cm$$

$$As = [100 * 41,55 - \sqrt{(240 * 41,5)^2 - \frac{8170 * 100}{0,003825 * 280} * 0,85 * \left(\frac{280}{2810}\right)}]$$

$$= 7,86 cm^2$$

$$As_{min} = \frac{14,1}{2810 \frac{Kg}{cm^2}} * 100 cm * 41,55 cm = 20,85 cm^2$$

Se utilizará el acero mínimo.

Espaciamiento S, para As mínimo con varilla No. 6, con  $As = 2,85 cm^2$

$$20,85 cm^2 \text{ ----- } 100 cm$$

$$2,85 cm^2 \text{ ----- } S$$

$$\text{Donde: } S = 13,67 cm$$

Se armará con varilla No. 6 @ 0,12m en ambos sentidos.

Por ser una masa de concreto grande, se agregará una cama superior de refuerzo.



Acero por temperatura ( $A_{st}$ ):

$$A_{st} = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

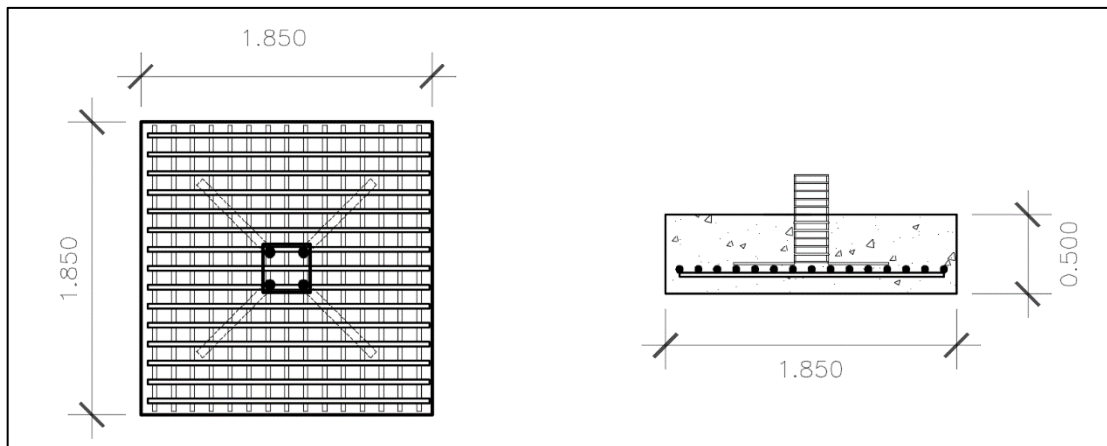
Espaciamiento S, para  $A_s$  mínimo con varilla núm. 6, con  $A_s = 2,85 \text{ cm}^2$

$$\begin{array}{l} 10 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100\text{cm} \\ 2,85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array}$$

Donde:  $S = 28,5 \text{ cm}$

Se armará con varilla No. 6 @ 0,25 m en ambos sentidos.

Figura 61. **Detalle de zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

## **2.3. Diseño de instalaciones**

Las instalaciones en los edificios pueden ser variables de acuerdo al tipo de ocupación. Para este proyecto se subdividen en instalaciones hidráulica, drenajes y electricidad (que se subdivide en fuerza eléctrica e iluminación).

### **2.3.1. Instalación eléctrica**

#### Iluminación y fuerza

Con base en manual de normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala S. A. (EEGSA), en su sección 5; apartamentos, edificios, centros comerciales y construcciones similares, normas y códigos para instalación comercial.

Los requisitos que un sistema de iluminación debe cumplir para proporcionar las condiciones necesarias para el confort visual son los siguientes:

- Iluminación uniforme
- Iluminación óptima
- Ausencia de brillos deslumbrantes
- Condiciones de contraste adecuadas
- Colores correctos
- Ausencia de luces intermitentes o efectos estroboscópicos

Para el diseño eléctrico de iluminación se utilizó el método del índice del local, el cual se basa en clasificar los ambientes de acuerdo a factores de

reflexión en techo y muros, para ello se inicia determinado la cantidad de luces (cantidad que se refiere a iluminación) que se requiere en cada ambiente.

Ubicación/Tarea	Valor típico recomendado de iluminación
	Mantenida (lux)
Oficinas generales	500
Puesto de trabajo informatizados	500
Áreas de montaje en fábrica	300
Trabajo de poca precisión	300
Trabajo medio	500
Trabajo de precisión	750
Trabajo de alta precisión	1 000
Montaje de instrumentos	1 000
Montaje/reparaciones de joyería	1 500
Quirófanos de hospital	50 000

Las instalaciones eléctricas del proyecto se diseñaron en base a parámetros de luminosidad necesaria para oficina. La cantidad de unidades por circuito no sobrepasando las 10 unidades para el tipo de carga de fuerza y de 12 unidades para el tipo de carga iluminación.

Para determinar el tipo de calibre de cables y flipones por circuito se realizó el cálculo para la fórmula de potencia.

$$P = I * V$$

Tipo de iluminación: led y directa

Consumo: 36 watts

Medidas: 26 mm x 2,400 mm

Lumens: 3 960

Ángulo: 180°

Vida útil: 50,000 hrs

Voltaje: AC110V-50/60 Hz

Factor de mantenimiento o de pérdida: 0,8

Coeficiente de uso (Cu): 14horas/24 horas = 0,6

A manera de ejemplo se calcula la cantidad de lámparas para el baño.

Área a iluminar: 9,72 m<sup>2</sup>

Lúmenes necesarios: (Cant. luces\*área a iluminar)/(fact. mantenimiento + coef. uso)

$$Lumens = (400 \text{ lux} * 9,72 \text{ m}^2)/(0,80 * 0,60)$$

$$lumens = 8 100$$

$$No. lámparas = \frac{(8 100)}{3 960} = 2 \text{ lámparas}$$

Se proponen 1 lámpara de 2 x 36 watts Led

Debido a que la cantidad de carga máxima en iluminación es de 12 unidades el resultado de amperaje es correcto ya que el circuito cuenta con 12 lámparas los cuales acumulan 12 amperios para un circuito con flipón de capacidad de 20 amperes.

## Tubería y ductos

Se utilizará tubería PVC eléctrico Ø 3/4", las uniones deberán ser completamente impermeables, las líneas principales serán conducidas por un canal metálico (ver detalle en planos).

### **2.3.2. Agua potable**

Las instalaciones hidráulicas del edificio municipal se diseñaron procurando mantener la presión de agua dentro del circuito. El tipo de material para la tubería es de poli cloruro de vinilo (PVC).

La tubería poli cloruro de vinilo (PVC) es un material para instalaciones hidráulicas por las ventajas que ofrece sobre otros materiales. En las ventajas a mencionar está el costo, manejo (por ser un material liviano), resistencia (presiones altas) y resistencia a la corrosión.

Para el diseño de las instalaciones hidráulicas, se tomó el Método de Hunter, asigna a cada aparato sanitario un número de unidades de gasto determinado experimentalmente.

Para estimar la máxima demanda de agua de un edificio o sección de él, debe tenerse en cuenta el tipo de servicio que presentarán los aparatos, si es público o privado.

Tabla XXVIII. **Unidades de gasto Hunter**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Tina		4	3	3
Lavadero de ropa		8	4,5	4,5
Ducha		4	3	3
Inodoro	Con tanque	5	5	
Inodoro	Con valvula semiautomatica	8	8	
Lavadero	Cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	Reposteria	3	2	2
Bebedero	Simple	1	1	
Bebedero	Multiple	1	1	
Lavatorio	Corriente	2	1,5	1,5
Lavatorio	Multiple	2	1,5	1,5
Botadero		3	2	2
Urinario	Con tanque	3	3	
Urinario	Con valvula semiautomatica	5	5	

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 157.

Aplicando la tabla anterior se obtiene la demanda para los diferentes aparatos sanitarios dentro del edificio municipal.

12 Inodoros            5 U.H. = 60 U.H.

4 Urinarios            3 U.H. = 12 U.H.

34 Lavamanos        2 U.H. = 68 U.H.

Total = 140 U.H.

Tabla XXIX. **Gastos probables Método de Hunter (L/s)**

Gasto Probable		
No, de unidades	Tanque	Valvula
150	2,06	2,95
160	2,14	3,04
170	2,22	3,12
180	2,29	3,20

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 157.

De la tabla anterior se obtiene el gasto probable para los aparatos sanitarios que es de 2,06 L/s.

Aplicando el factor de corrección de 0,60

$$DMP = \frac{2,06 \text{ L}}{s * 0,6}$$

$$DMP = 1,24 \text{ L/s}$$

$$DMP = 1,24 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Diámetro de la tubería a utilizar:

$$Q = A * V$$

$$A = \frac{Q}{V}$$

La velocidad promedio de la red municipal para el edificio municipal es de 5 m/s

$$A = \frac{1,24 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{5 \text{ m/s}} = 2,48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \sim 0,38 \text{ in}^2$$

Se propone utilizar tubería de Ø 3/4" con área de 0,44 plg<sup>2</sup>, y para los abastos por medio de tubería PVC Ø 1/2".

### 2.3.3. Drenajes

#### Drenaje pluvial

Para el cálculo de diámetros de tubería para el drenaje pluvial se realiza por medio del método racional. Al tener un techo de concreto, se asume una relación entre escorrentía y cantidad de lluvia en el área C de 0,9, con un tiempo de concentración t de 5 minutos y una frecuencia de ocurrencia de 20 años, se calcula:

$$I = \frac{1\ 323,50}{t + 3,48}$$

$$I = \frac{1\ 323,50}{5 + 3,48}$$

$$I = 156,07 \text{ mm/hora}$$

El área de influencia máxima en las bajadas de agua pluvial es de 209,1 m<sup>2</sup> ~ 0,021 Hectáreas.

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0,90 * 156,07 * 0,021}{360} = 0,0082 \text{ m}^3/\text{s} = 8,20 \text{ L/s}$$



El cálculo del diámetro de la tubería se realiza por medio de la fórmula de Manning con una tubería PVC, con un coeficiente de rugosidad de  $n = 0,009$ . Se estima una pendiente del 1 %.

$$D = \left( \frac{69\ 100 * Q * n}{S^{0,5}} \right)^{3/8}$$

$$D = \left( \frac{69\ 100 * 0,0082 * 0,009}{0,01^{0,5}} \right)^{3/8}$$

$$D = 10,35\ cm = 4,07\ in$$

Se propone utilizar tubería  $\varnothing 4''$  para las bajadas de agua pluvial.

#### Drenaje sanitario

Se utilizó tubería para drenajes de PVC, por las ventajas que ofrece en instalaciones, manejo, resistencia y durabilidad.

Según el uso las instalaciones sanitarias pueden clasificarse en:

- 1ra clase: de uso privado utilizado en vivienda, cuartos de baño privado, hoteles, de uso para una familia o una persona.
- 2da clase: de uso semipúblico utilizado en oficinas, fábricas etc., donde el uso es solamente por las personas del edificio ocupado.
- 3ra clase: de uso público, donde no existe limitante de número de personas a utilizarlo.

Tabla XXX. **Unidades de descarga y diámetro en derivaciones**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo		
	Clase			Clase		
	1ra.	2da.	3ra.	1ra.	2da.	3ra.
Lavado	1	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Urinario	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, *Luis Carlos, Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.* p. 157.

La clasificación de este proyecto es de segunda clase debido a que la mayor parte de los servicios sanitarios serán utilizados por el personal del mismo.

Unidades de descarga total:

12 Inodoros            5 U.H. = 60 U.H.

4 Urinarios            3 U.H. = 12 U.H.

34 Lavamanos        2 U.H. = 68 U.H.

Total = 140 U.H.

Para determinar el diámetro de tubería a utilizar se compara con los valores recomendados por la cantidad de descarga y pendiente que tendrá la tubería.

Tabla XIX. Diámetro de derivaciones en colector

Derivacion de colector		Numero maximo de unidades de descarga			
mm	plg	Derivacion horizontal S = 0	Pendiente		
			1/100	2/200	3/100
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 157.

Con los valores obtenidos y comparándolos con la tabla de gastos probables de Hunter se propone utilizar tubería Ø 2",3",4" y 6" con pendiente de 2 % para los drenajes sanitarios.

#### 2.4. Juntas

Son detalles constructivos necesarios para estructuras monolíticas, que se ubican a intervalos regulares a lo largo de la estructura. Las juntas pueden ser necesarias por los cambios de temperatura o contracción del fraguado del concreto o también, por necesidad de separar dos estructuras que puedan generar problemas al momento de desarrollarse un sismo.

Aspectos a considerar:

- Las superficies entre juntas no deben tener contacto entre sí, debiendo quedar libres de rebabas de mortero, concreto u otros materiales en toda su longitud y altura.

- Todas las juntas deben quedar protegidas adecuadamente con tapajuntas que impidan el paso del agua y sean a prueba de roedores.
- Las juntas estarán ubicadas en la unión del módulo de gradas y edificio; dichas juntas no deben ocasionar problemas de tipo arquitectónico ni estructural, que puedan disminuir la calidad de la construcción, así como no tener problemas de tipo estructural y costos constructivos altos.

## **2.5. Elaboración de planos del proyecto**

Para este proyecto se elaboraron diferentes planos divididos en tres fases: arquitectura, estructuras e instalaciones. Los planos están distribuidos así:

- Planta arquitectónica y elevaciones
- Planta de acabados y planta acotada
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de vigas y armado de losas
- Planta de instalación de drenajes
- Planta de iluminación y fuerza
- Planta de instalación hidráulica

## 2.6. Presupuesto del proyecto

Tabla XXXI. Presupuesto

NOMBRE DEL PROYECTO

MERCADO MUNICIPAL

UBICACIÓN:

MUNICIPIO DE SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS

MUNICIPIO:

SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS

DEPARTAMENTO:

SACATEPÉQUEZ

FECHA:

OCTUBRE 2016

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL
<b>1.00</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.01	CERCO PERIMETRAL DE MADERA Y LAMINA	1	global	Q 8 268,37	Q 8 268,37
1.02	LIMPIEZA Y CHAPEO	1 824	m <sup>2</sup>	Q 3,35	Q 6 107,89
1.03	TRAZO Y ESTAQUEADO	1 400	ml	Q 0,96	Q 1 337,17
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 15 713,43</b>
<b>2.00</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
2.01	REPLANTEO Y TRAZO TOPOGRÁFICO	1	global	Q 2 015,77	Q 2 015,77
2.02	EXCAVACIÓN	3 540	m <sup>3</sup>	Q 9,21	Q 32 587,05
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 34 602,82</b>
<b>3.00</b>	<b>CIMENTACION</b>				
3.01	ZAPATA 1,85*1.85*0.5	30	U	Q 3 473,39	Q 104 201,77
3.02	CIMIENTO CORRIDO 0,6*0,25*L	1 300	ML	Q 77,64	Q 100 931,40
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 205 133,17</b>
<b>4.00</b>	<b>COLUMNAS</b>				
4.01	COLUMNA 0,30*0,30	30	U	Q 2 913,273	Q 87 398,19
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 87 398,19</b>
<b>5.00</b>	<b>VIGAS</b>				
5.01	VIGA 0,25*0,50	44	U	Q 1 437,21	Q 63 237,12
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 63 237,12</b>
<b>6.00</b>	<b>LOSAS</b>				
6.01	LOSAS	32	U	Q 16 166,72	Q 517 334,89
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 517 334,89</b>
<b>7.00</b>	<b>ACABADOS</b>				
7.01	TORTA ALIZADA DE CONCRETO DE 0.07m	400	m <sup>2</sup>	Q 172,84	Q 69 136,99
7.02	ACERA	157	m <sup>2</sup>	Q 227,78	Q 35 761,77
7.03	TABLAYESO	1	global	Q 182 568,36	Q 182 568,36
7.04	CERNIDO + REPELLO	216	m <sup>2</sup>	Q 129,08	Q 27 880,59
7.05	AZULEJO	261	m <sup>2</sup>	Q 107,56	Q 28 074,21
7.06	PINTURA	722	m <sup>2</sup>	Q 56,96	Q 41 128,18
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 384 550,10</b>
<b>8.00</b>	<b>PUERTAS</b>				
8.01	PUERTA TIPO 1	4	U	Q 1 660,385	Q 6 641,54
8.02	PUERTA TIPO 2	30,45	m <sup>2</sup>	Q 689,34	Q 20 990,36
8.03	PUERTA TIPO 3	74	U	Q 3 072,09	Q 227 334,90
	<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>				<b>Q 254 966,80</b>

Continuación de la tabla XXXI.

<b>9.00</b>	<b>VENTANAS</b>				
9.01	VENTANA V1	4	U	Q 1 290,77	Q 5 163,07
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 5 163,07</b>
<b>10.00</b>	<b>BARANDA</b>				
10.01	BARANDA	167	ML	259,06	Q 43 262,80
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 43 262,80</b>
<b>11.00</b>	<b>REJA REMOVIBLE</b>				
11.01	REJA REMOVIBLE	1	GLOBAL	Q 8 652,56	Q 8 652,56
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 8 652,56</b>
<b>112.00</b>	<b>INSTALACIÓN AGUA POTABLE</b>				
12.01	INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE	1	GLOBAL	Q 16 827,73	Q 16 827,73
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 16 827,73</b>
<b>13.00</b>	<b>INSTALACIÓN SISTEMA DE DRENAJE</b>				
13.01	INSTALACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE	1	GLOBAL	Q 50 708,55	Q 50 708,55
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 50 708,55</b>
<b>14.00</b>	<b>INSTALACIÓN SISTEMA ELÉCTRICO</b>				
14.01	INSTALACIÓN ELÉCTRICA	1	GLOBAL	Q 219 808,88	Q 219 808,88
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 219 808,88</b>
<b>15.00</b>	<b>ARTEFACTOS SANITARIOS</b>				
15.01	ARTEFACTOS	1	GLOBAL	Q 42 588,14	Q 42 588,14
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 42 588,14</b>
<b>16.00</b>	<b>GRADAS</b>				
16.01	GRADAS	1	GLOBAL	Q 38 782,3	Q 38 782,30
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 38 782,30</b>
<b>17.00</b>	<b>TECHO METÁLICO</b>				
17.01	TECHO METÁLICO	1	GLOBAL	Q 30 267,9	Q 30 267,90
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 30 267,90</b>
<b>18.00</b>	<b>ASFALTO</b>				
18.01	PARQUEO Y CARPETA ASFÁLTICA	1	GLOBAL	Q 348 172,13	Q 348 172,13
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 348 172,13</b>
<b>19.00</b>	<b>BASURERO</b>				
19.01	BASURERO	1	GLOBAL	Q 24 636,1	Q 24 636,10
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 24 636,10</b>
<b>20.00</b>	<b>RAMPA</b>				
20.01	RAMPA	1	GLOBAL	Q 55 955,26	Q 55 955,26
				<b>TOTAL DE RENGLÓN</b>	<b>Q 55 955,26</b>
				<b>TOTAL</b>	<b>Q 2 447 761,94</b>

Fuente: elaboración propia.

## 2.7. Evaluación de impacto ambiental inicial

Es el estudio de la alteración que se produce en el ambiente cuando se lleva a cabo un proyecto o una actividad. En la construcción del mercado municipal de Santa Lucía Milpas Altas, se llevarán a cabo actividades que

afectarán al ambiente. Es por ello que se busca minimizar el impacto que se producirá por dichas actividades al entorno del lugar.

#### Impacto ambiental que será producido

- Movimiento de tierra, que ocasione partículas en suspensión y polvo en áreas aledañas.
- Generación de ruido por las actividades en la construcción.
- Generación de humo debido a vehículos utilizados en la construcción.
- Generación de desechos propios de la actividad.

#### Medidas de mitigación

- Riego de agua en la zona de movimiento de tierra.
- Tener una mejor coordinación de los horarios de trabajo a modo de generar el menor ruido posible.
- Proveer a los trabajadores el equipo de seguridad industrial adecuado a las áreas de trabajo.
- Mantener limpias y ordenadas las diversas áreas de trabajo con el fin de evitar accidentes.





### **3. DISEÑO DEL PAVIMENTO DEL CAMINO DE LA RUTA HACIA ANTIGUA GUATEMALA RN10 A EL LÍMITE CON MAGDALENA MILPAS ALTAS, SACATEPÉQUEZ**

La carretera Eben Ezer es como normalmente se le conoce a la ruta que conecta el municipio de Magdalena con el de Santa Lucía Milpas Altas, es una mezcla de partes de terracería, asfalto, adoquín y concreto, actualmente se encuentra en pésimo estado ya que no se le ha dado mantenimiento en durante varias administraciones, así como también en época de lluvias se inunda causando un colapso vial. La intención de este diseño es crear una sola ruta de concreto, durable, de fácil acceso que favorezca la intercomunicación y el desarrollo económico local.

#### **3.1. Levantamiento topográfico**

La base fundamental de todo proyecto vial es la topografía. La aplicación de la planimetría y altimetría es determinante para obtener las libretas de campo y planos que reflejen las condiciones geométricas del lugar antes del diseño y luego para la ejecución del proyecto.

Para el levantamiento topográfico se utilizó una estación total Pentax cst 225n, con la cual se obtuvo la planimetría y altimetría del lugar.

##### **3.1.1. Planimetría**

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

### **3.1.2. Altimetría**

Es la medición de la altura de una superficie de la tierra, con el fin de representarla gráficamente, para que juntamente con la planimetría, se defina la superficie en estudio, representada en tres dimensiones, para conocer las alturas y forma del terreno en sentido vertical.

### **3.1.3. Secciones transversales**

Las secciones transversales se realizan cada 20 metros, con ello obtenemos las secciones típicas con las que posteriormente se procede a determinar áreas y volúmenes de suelo.

## **3.2. Análisis de suelos**

En todo trabajo de pavimentación es necesario conocer las características físico-químicas del suelo. El diseño del pavimento se basa en los resultados de los ensayos del laboratorio que se realizan a las muestras de suelo, las cuales se extraen del lugar donde se construirá el pavimento.

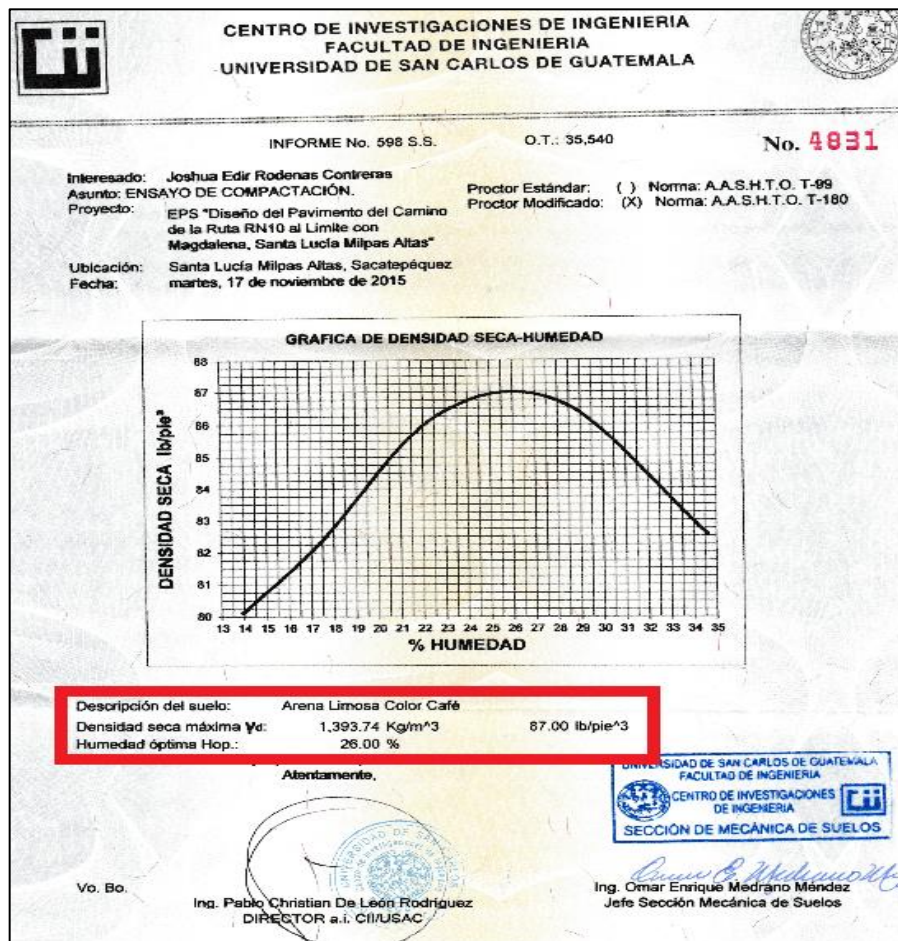
Los ensayos a ejecutar para la pavimentación de este proyecto son los siguientes:

### **3.2.1. Densidad máxima y humedad óptima (Proctor)**

El ensayo utilizado para la muestra fue el Proctor Modificado, bajo los parámetros de la norma AASHTO T-180, de la prueba podemos mencionar que se creó para determinar la relación entre la humedad óptima del suelo y su máxima densidad posible, es decir, la máxima compactación, ya que la escasez

de agua en un suelo y la abundancia de la misma ocasionan que el suelo no pueda ser compactado al máximo. Un suelo debe de compactarse para mejorar la capacidad de carga, disminuir la absorción de agua y reducir la sedimentación. Es necesario encontrar una relación entre el contenido de agua a utilizar en un volumen determinado de suelo y la máxima densidad que el suelo compactado puede alcanzar, todo esto se hace en laboratorio previo a iniciar el trabajo de campo.

Figura 62. Resultado de estudio Proctor



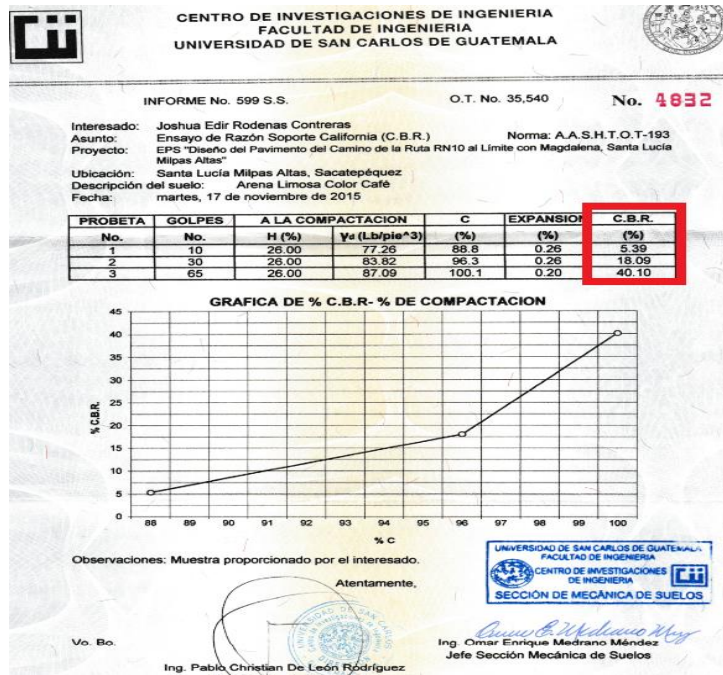
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

### **3.2.2. California Bearing Ratio (CBR)**

En español se le conoce como Ensayo de Razón Soporte California, consiste en ser una prueba empírica realizada para determinar el valor soporte en la subbase y subrasante de las carreteras.

Dado que es una medida comparativa de la resistencia al corte del suelo en condiciones de compactación y humedad, se expresa como porcentaje en esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón en un suelo bien compactado, en relación al esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón a la misma profundidad en una muestra estándar de piedra triturada. El valor soporte del material debe tener un CBR, AASHTO T-193, mínimo de 30, efectuado sobre muestra saturada a 95 % de compactación, AASHTO T-180, o bien un valor AASHTO T-190 mayor de 50.

Figura 63. Resultado de estudio CBR



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

### 3.2.3. Límites de Atterberg

Conocidos también como límites de consistencia, se utilizan para obtener y caracterizar el comportamiento de los suelos finos. El resultado obtenido se basa en cuatro estados según el porcentaje de humedad que contienen, siendo estos: el sólido, el semisólido, el plástico y líquido.

Para este proyecto se realizaron los estudios para determinar los límites del estado líquido y el estado plástico.

El límite líquido de un suelo fino es un parámetro que se considera como límite entre el estado plástico y el estado líquido, se determina mediante el

porcentaje de humedad existente en relación al peso de una muestra de suelo que cambia del estado líquido al estado plástico con forme aumenta el porcentaje de humedad.

El método utilizado para determinar esta propiedad se realiza en el laboratorio mediante un procedimiento que consiste en hacer una mezcla de agua y suelo para ser moldeada, se utiliza la máquina de la cuchara de casagrande depositando en su interior la muestra de suelo húmedo donde esta procede a golpear consecutivamente su base, hasta que la zanja que previamente se ha recortado, se cierra en una longitud de 12 mm (1/2").

El número de golpes necesarios para cerrar la zanja abierta con el procedimiento anteriormente descrito normalmente es de 25 para que la humedad del suelo corresponda al límite líquido (razón peso de agua/peso de suelo seco).

El límite plástico es una propiedad del suelo y se determina en el laboratorio mediante un procedimiento sencillo, donde se mide el contenido de humedad del suelo fino hasta donde ya no es posible moldear un cilindro de suelo de un diámetro de 3 mm aproximadamente, para esto se hace una mezcla de agua y suelo, donde se procede a moldear el cilindro con las palmas de las manos o girando la muestra con el dedo índice contra una superficie lisa como lo es el vidrio.

Cuando ya se tiene este diámetro se amasa el cilindro y se vuelve a moldear hasta lograr nuevamente un cilindro de 3 mm. Este procedimiento se hace consecutivamente hasta que ya no sea posible moldear un cilindro con las mismas dimensiones; la humedad contenida en estas últimas condiciones

corresponde al límite plástico; se deben realizar no menos de 3 repeticiones para reducir el margen de error.

### Índice de plasticidad

El índice de plasticidad se define como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, este parámetro se relaciona con la facilidad de manejo del suelo relacionado a la cantidad y el tipo de arcilla que contenga.

El índice de plasticidad se obtiene mediante la fórmula siguiente:

$$I.P. = LL - LP$$

Donde

I.P. = Índice de plasticidad

L.L.= Límite líquido

L.P.= Límite plástico

Si:

I.P. = 0      Suelo no plástico

I.P. = 0 - 7    Suelo de baja plasticidad

I.P. = 7 - 14 Suelo medianamente plástico

Figura 64. Resultado de límites de Atterberg

**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

INFORME No. 596 S.S.      O.T.: 35,540      No. **4029**

Interesado: Joshua Edir Rodenas Contreras  
 Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento del Camino de la Ruta RN10 al Limite con Magdalena, Santa Lucia Milpas Altas"  
 Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG  
 Norma: AASHTO T-89 Y T-90  
 Ubicación: Santa Lucia Milpas Altas, Sacatepéquez  
 FECHA: martes, 17 de noviembre de 2015

**RESULTADOS:**

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

Vo.Bo.



Ing. Pablo Christian De León Rodríguez  
DIRECTOR a.i. CI/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

Lo que significa que la muestra de suelo no es plástica y puede utilizarse para la subbase de la pavimentación.

### 3.2.4. Granulometría

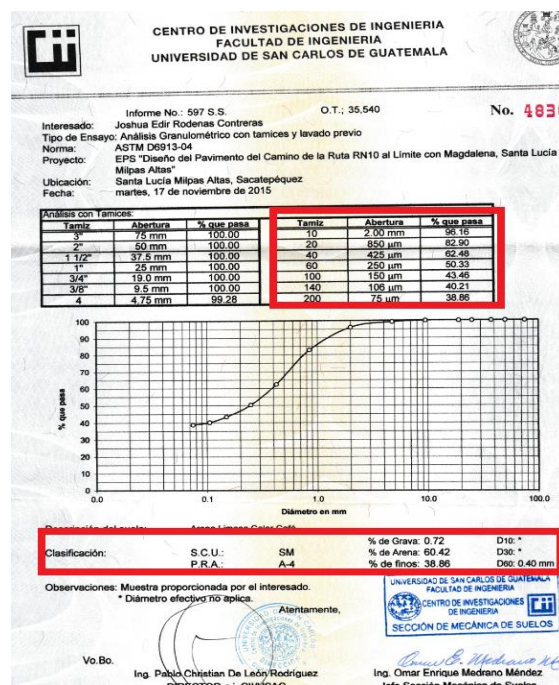
El método más conocido y sencillo para determinar la granulometría es el método de tamices y consiste en hacer pasar el suelo por una serie de mallas o tamices de diámetros y actúan como filtros de los granos del suelo.



Para realizar de esta medición se necesita una serie de tamices con diferentes diámetros que se deben ensamblar en columna de mayor a menor diámetro sobre un vibrador de tamices, el cual está programado a 10 minutos, se vierte la muestra de suelo en la parte superior de la columna, esta es sometida a vibración y movimientos rotatorios continuos e intensos. Al finalizar el vibrador de tamices se remueven los tamices y se procede a medir los pesos del material retenido en cada uno de ellos, la sumatoria debe corresponder al peso total de la muestra que inicialmente se vertió dentro la columna de tamices (conservación de la masa).

Todos los análisis granulométricos deberán ser hechos por humedad según descrito en la AASHTO T-27 Y T-11.

Figura 65. Resultado de estudio de granulometría



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

De acuerdo a la normas AASHTO T-27 el suelo evaluado se clasifica en el subgrupo A-4 según la P.R.A.; la S.C.U. lo identifica como SM; por lo que a este suelo se le describe como una Arena Limosa Color Café.

### **3.2.5. Resultados obtenidos y análisis de los estudios de suelos realizados**

Clasificación del suelo: A-4 según P.R.A.

Descripción del suelo: arena limosa color café

Límites de Atterberg: no presenta

Peso unitario máximo: 1 393,76 Kg/m<sup>3</sup>

Humedad óptima: 26 %

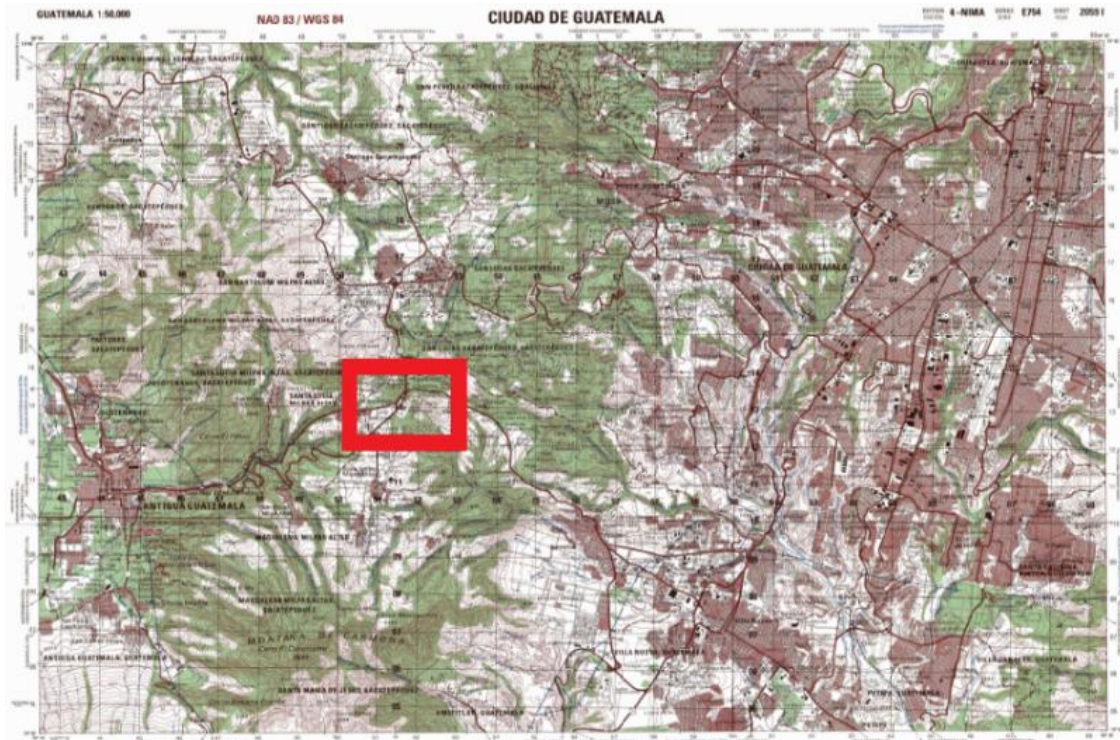
C.B.R.: 18 % con un 95 % de compactación.

Se determina que el material cumple con los requisitos para ser utilizado como base.

### **3.3. Cálculo topográfico**

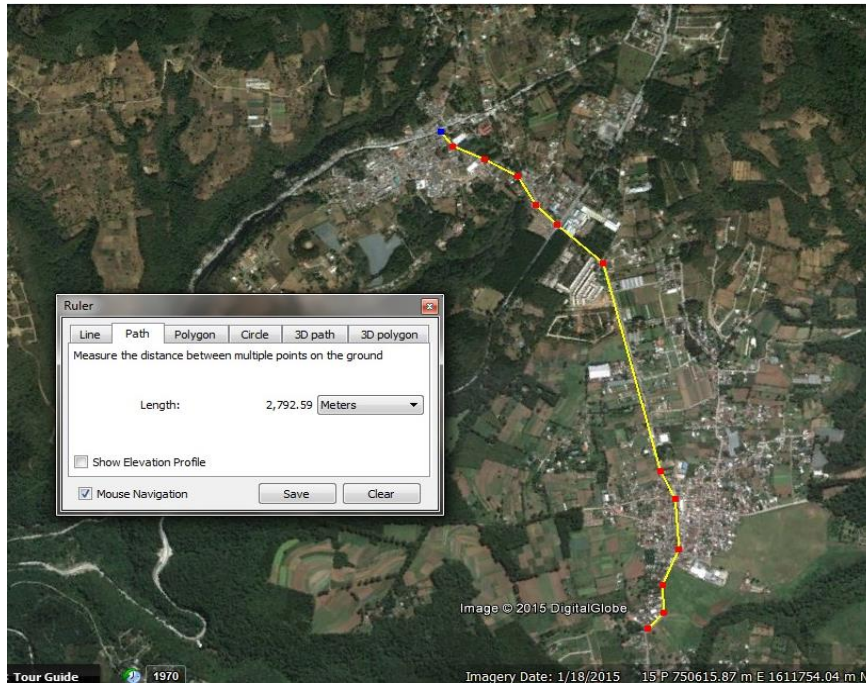
Consiste en procesar en gabinete, los datos del levantamiento preliminar.

Figura 66. Ubicación del levantamiento



Fuente: Mapa de Guatemala 1:50 000 hoja 2059 I.

Figura 67. **Vista satelital del trayecto**



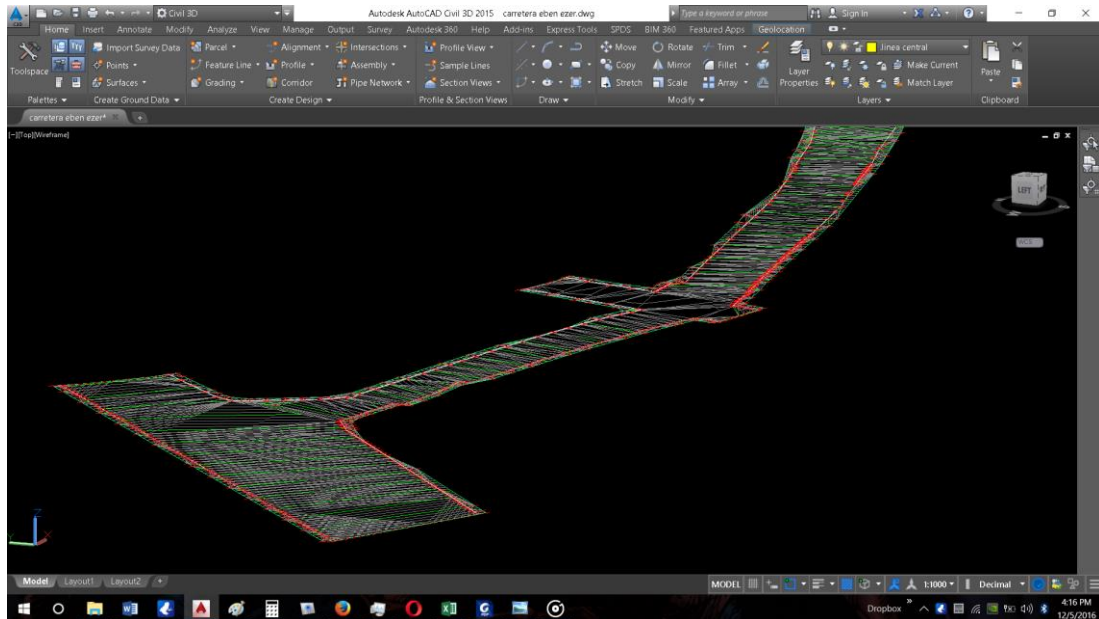
Fuente: Google Earth. <https://www.google.com/intl/es/earth/>. Consulta: 18 de enero de 2015.

### 3.3.1. **Cálculo planimétrico y altimétrico**

El trabajo de nivelación consistió en obtener información altimétrica de la línea central, en la que se colocaron estaciones. La nivelación se obtiene con base al perfil natural del terreno.

Después de realizado el levantamiento topográfico se obtiene una nube de puntos determinados por coordenadas  $x$ ,  $y$ ,  $z$ ; que luego estos puntos se importan desde la estación total hacia la computadora para luego son procesados gráficamente con el software AutoCAD Civil 3D, teniendo los puntos importados procesados se crea la superficie tridimensional del terreno y así diseñar el tramo carretero.

Figura 68. Superficie 3D



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2 015.

### 3.3.2. Dibujo de preliminar

Describe la sección transversal natural, esta puede imprimirse en papel natural, en hoja milimétrica o en hoja digital. Posteriormente, como se tiene establecida la sección típica se determinan las áreas de corte o relleno.

### 3.4. Diseño geométrico de carretera

El 5 de junio de 1942, durante el gobierno del General Jorge Ubico se acuerda aprobar el *Reglamento sobre el derecho de vía de los caminos públicos y su relación con los predios que atraviesa*, el cual define el concepto propiamente de lo que será el derecho de vía, este reglamento presenta la clasificación de las carreteras de la siguiente manera:

- Carreteras nacionales o de primer orden
- Carreteras departamentales o de segundo orden
- Carreteras municipales o de tercer orden

Este diseño es de una carretera municipal y se toma como de tercer orden. Su propósito es el completar la red vial primaria y secundaria, proporcionando comunicación entre municipios y aldeas. La misma está orientada a permitir el ingreso y egreso de insumos y servicios desde y hacia los centros de consumo y producción.

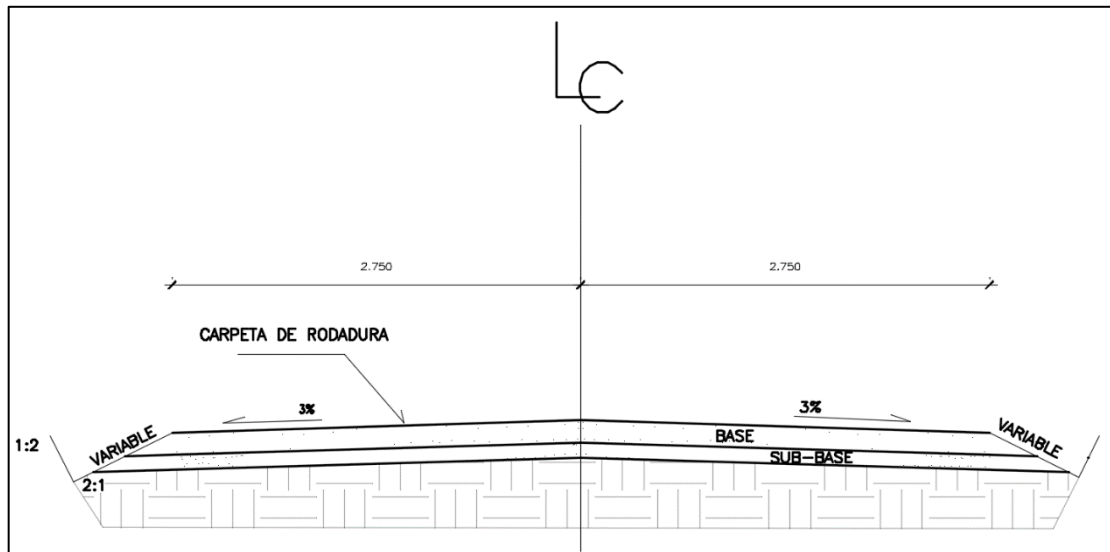
Los caminos rurales (CR) dentro de la clasificación de la red vial de la Dirección General de Caminos son de tercer orden, con un ancho total de rodadura de 4,00 metros y un ancho de derecho de vía de 6,00 a 8,00 metros. Este grupo de rutas deberá cumplir con la siguiente característica:

Interconecta a las comunidades rurales de los correspondientes municipios.

En los caminos públicos ya existentes se mantendrá el derecho de vía sobre el espacio de terreno comprendido entre paredes o cercas construidas por árboles o arbustos vivos que los limiten de ambos lados, esto aun cuando su ancho sea mayor que la que señala el artículo anterior; pero si fuera menor, tendrá que adquirirse por los medios legales correspondientes.

Se determinó utilizar la Sección Típica E de la Dirección General de Caminos (figura 65). Dicha sección cuenta con un ancho de calzada de 5,50 m (no incluye cunetas y el talud de caída en ambos lados) dado que esta es la que mejor se acomoda al derecho de vía restringido por la urbanización a los lados del tramo.

Figura 69. **Sección Típica E**



Fuente: Departamento Técnico de Ingeniería, Dirección General de Caminos.

### 3.4.1. **Diseño de localización**

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización en planta, la cual será la definitiva para cada proyecto. Deberá contener todos los datos necesarios para que la cuadrilla de topografía proceda a marcar en el campo la ruta seleccionada, tanto planimétricamente como altimétricamente. Los beneficios de buen diseño son: disminución de costos del proyecto, menor tiempo de construcción, mayor comodidad para los usuarios y disminuir el riesgo de accidentes.

Entre los aspectos técnicos utilizados para el diseño de la carretera se pueden mencionar los siguientes:

- Transitable durante todo el año

- La velocidad promedio de diseño será acorde a la pendiente del terreno
- Bombeo transversal 3 %
- Drenajes transversales con cajas y cabezales de concreto ciclópeo

De conformidad con los términos de referencia al efectuar el diseño geométrico, debido a que ya se cuenta con un alineamiento existente, se limitaron a un mínimo las modificaciones recomendadas, debido a la falta de derecho de vía.

### **3.4.2. Cálculo de elementos de curva horizontal**

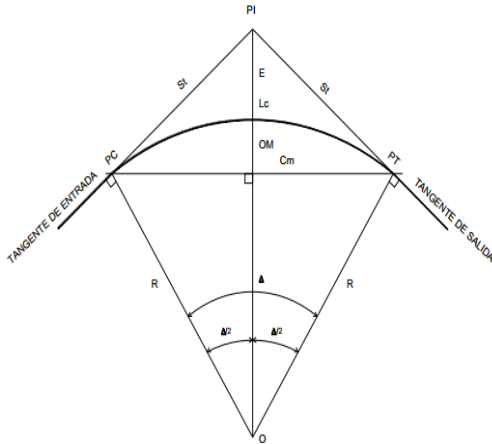
Las curvas horizontales se diseñan en las vías de comunicación cuando hay cambio de dirección dentro de las proyecciones horizontales, son utilizadas para unir dos tangentes consecutivas. Para el cálculo de elementos de curva es necesario tener las distancias entre los puntos de intersección de localización, los deltas y el grado de curva (G) que será colocado por el diseñador. Con el grado (G) y el delta, se calculan los elementos de la curva.

El cálculo consiste en procesar en gabinete todos los datos proporcionados por el levantamiento topográfico preliminar, para posteriormente proceder al diseño. El alineamiento de una carretera es la proyección del eje de la carretera sobre un plano y los elementos que la integran siendo estos: curvas tangentes, curvas circulares y curvas de transición.

Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas.



Figura 70. Elementos de curva horizontal



- PI Punto de intersección de las tangentes o vértices de la curva
- PC Principio de curva: punto donde termina la tangente de entrada y empieza la curva
- PT Principio de tangente: punto donde termina la curva y empieza la tangente de salida.
- O Centro de la curva circular.
- Δ Ángulo de deflexión de las tangentes; ángulo de deflexión principal. Es igual al ángulo central subtendido por el arco PC PT.
- R Radio de la curva circular simple
- St Subtangente: distancia desde el PI al PC o desde el PI al PT
- Lc Longitud de curva circular: distancia desde el PC al PT a lo largo del arco circular, o de un polígono de cuerdas.
- Cm Cuerda larga: distancia en línea recta desde el PC al PT
- E Externa: distancia desde el PI al punto medio de la curva A
- OM Ordenada media: distancia desde el punto medio de la curva A al punto medio de la cuerda larga B.

Fuente: CÁRDENAS GRISALES, James, *Diseño geométrico de carreteras* p.147.

Como ejemplo se calcula la curva no 1 del tramo:

El grado de curvatura es el ángulo que subtiende un arco de 20 metros, se le representa con la letra G.

$$G = \frac{1\,145,9156}{R} = \frac{1\,145,9156}{90} = 12,732$$

Radio de curvatura es el radio de la curva circular. Se simboliza con R y se obtiene de la expresión anterior.

$$R = \frac{1\,145,9156}{G} = \frac{1\,145,9156}{12,732} = 90$$

Ángulo central es el ángulo que subtiende la curva circular. Se simboliza como  $\Delta$ . En las curvas circulares simples es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre las tangentes.

En este caso de curva 1

$$\Delta = 31,182^\circ$$

Longitud de curva es la distancia del PC al PT, medida a lo largo de la curva, según la definición por arco de 20 metros se representa con LC.

$$LC = \frac{2\pi * R * \Delta}{360}; LC = \frac{20 * \Delta}{G} = \frac{20 * 31,182}{12,732} = 48,981 \text{ m}$$

Subtangente es la distancia entre PI y el PC, es medida desde la prolongación de las tangentes. Se representa como ST.

$$St = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 90 * \tan\left(\frac{31,182}{2}\right) = 25,113 \text{ m}$$

External es la distancia mínima entre el PI y la curva. Se representa con la letra E.

$$E = \frac{R * \left(1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)\right)}{\cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)} = \frac{90 * \left(1 - \cos\left(\frac{31,182}{2}\right)\right)}{\cos\left(\frac{31,182}{2}\right)} = 3,44 \text{ m}$$

Ordenada media es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva. Se simboliza OM.

$$OM = R * \left(1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)\right) = 90 * \left(1 - \cos\left(\frac{31,182}{2}\right)\right) = 3,31 \text{ m}$$

Cuerda máxima es la distancia en la línea recta desde el PC al PT. Se representa por CM.

$$C_{max} = 2 * R * \left(\text{sen}\left(\frac{\Delta}{2}\right)\right) = 2 * 90 * \left(\text{sen}\left(\frac{31,182}{2}\right)\right) = 48,378 \text{ m}$$

### Curvas de transición

Las curvas de transición se utilizan para realizar el cambio de pendiente de una sección transversal con bombeo a una sección transversal con peralte. La función de la curva de transición es hacer el cambio de pendiente de una forma gradual a lo largo de la curva.

Para determinar la longitud de la curva de transición se pueden utilizar varios métodos. Al tomar en cuenta la variación de la aceleración centrífuga, se puede deducir una ecuación en función de la velocidad de diseño y del radio de la curva circular.

Para calcular la longitud de curva de transición se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$Lt = \frac{V^3}{28 * R}$$

Donde

Lt = longitud de curva de transición (m)

V = velocidad de diseño (kph)

R = radio de la curva circular (m)

Debido a la geometría que posee el proyecto así como el tipo de carretera que se estableció, no se utilizarán curvas de transición ya que es un tramo ya existente que no se puede modificar debido a construcciones aledañas ya existentes.

Peralte

Es la pendiente transversal que se coloca en las curvas de la carretera para poder contrarrestar la fuerza centrífuga ejercida por los vehículos en las curvas.

Se utilizará una velocidad de diseño de 20 km/h y un coeficiente de rozamiento de 0,30.

$$e = \left[ \frac{V^2}{127 * R} \right] - Cr = \left[ \frac{20^2}{127 * 90} \right] - 0,3$$
$$e = 22,13 \%$$

Donde

e = peralte

V = velocidad

R = radio

Cr = coeficiente de rozamiento

Debido a que la carretera no puede sobrepasar la altura de las banquetas ya existentes y que por el presupuesto limitado de la municipalidad no se puede excavar demasiado, no se pueden utilizar peraltes muy pronunciados, se utilizara el peralte de bombeo hidráulico del 3 % en todas las curvas para no sobrepasar la altura de las banquetas existentes.

### Sobreancho

Es el ancho adicional que se da a la curvas con el objetivo de que los vehículos no se salgan de la carretera. Para calcular el sobre ancho es importante conocer el tipo de vehículo que transitará en la carretera.

Para el caso de una vía de dos carriles dos sentidos, se tiene:

$$S = 2 * \left( R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

Donde

S = sobreancho

R = radio de la curva

No se utilizarán sobreanchos ya que es un tramo ya existente y el derecho de vía no se puede modificar debido a construcciones aledañas ya existentes.

Tabla XXXII. **Curvas horizontales**

CALCULO DE ELEMENTOS DE CURVA HORIZONTAL												
CURVA No.	R	G	$\Delta$	LC	St	E	OM	Cmax	ESTACION PC	ESTACION PT	Ls	e%
CURVA 1	90	12.732	31.182	48.981	25.113	3.44	3.31	48.378	0+36.90	0+85.62	19	4.2
CURVA 2	90	12.732	43.079	67.668	35.524	6.76	6.29	66.086	0+400.910	0+468.220	19	4.2
CURVA 3	90	12.732	28.283	44.427	22.676	2.81	2.73	43.977	0+534.62	0+578.800	19	4.2
CURVA 4	90	12.732	29.93	47.014	24.057	3.16	3.05	46.481	0+937.880	0+937.880	19	4.2
CURVA 5	90	12.732	8.081	12.694	6.357	0.22	0.22	12.683	1+726.060	1+740.190	19	4.2
CURVA 6	40	28.648	54.356	37.948	20.538	4.96	4.42	36.541	2+48.030	2+85.290	8.5	10
CURVA 7	20	57.296	64.591	22.547	12.641	3.66	3.09	21.371	2+103.440	2+125.020	10	10
CURVA 8	20	57.296	57.103	19.933	10.882	2.77	2.43	19.118	2+389.600	2+408.680	10	10
CURVA 9	14	81.851	87.87	21.471	13.489	5.44	3.92	19.428	2+429.41	2+451.410	12	10
CURVA 10	14	81.851	48.489	11.848	6.305	1.35	1.23	11.498	2+602.80	2+614.940	12	10
CURVA 11	28	40.926	55.321	27.035	14.676	3.61	3.20	25.997	2+733.090	2+746.940	9.8	10
CURVA 12	14	81.851	41.279	10.086	5.273	0.96	0.90	9.870	2+850.150	2+860.480	12	10

Fuente: elaboración propia.

### 3.4.3. Determinación de curva vertical

La finalidad de estas curvas es suavizar los cambios en el movimiento vertical, puesto que a través de su longitud se efectúa un paso graduado de la pendiente de entrada a la pendiente de salida; proporcionando de esta forma una operación más segura y confiable, además de una agradable apariencia y características para drenaje adecuado. Las curvas pueden ser circulares, parabólicas simples o parabólicas cúbicas, etc.

La más utilizada por la Dirección General de Caminos es la parabólica simple simétrica debido a la facilidad del cálculo y a la gran adaptabilidad a las condiciones necesarias de operación. Las especificaciones de la D.G.C. tienen tabulados valores para las longitudes mínimas de curvas para distancias de visibilidad de parada, en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño. Las curvas verticales pueden ser cóncavas o convexas. Según la forma se le conocen como curvas de columpio o en cresta respectivamente.

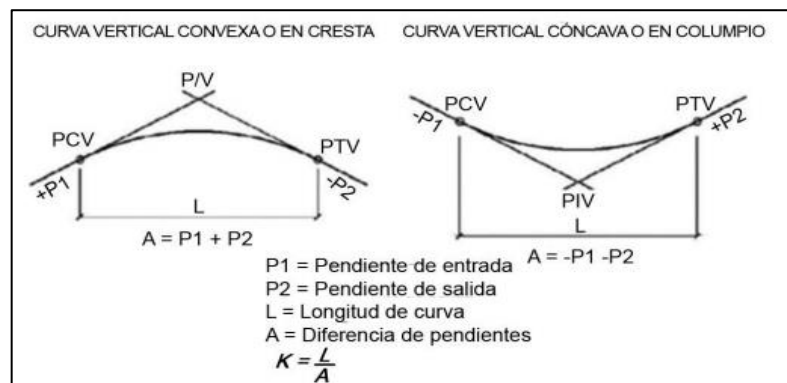
Al momento de diseñar se deben considerar las longitudes mínimas de curvas con el objetivo de evitar el traslape de las mismas, dejando también la mejor visibilidad posible a los conductores.

Tabla XXXIII. Valores de k según tipo de curva

VELOCIDAD DE DISEÑO (km/h)	COEFICIENTE ANGULAR kv	
	CURVAS VERTICALES CONVEXAS	CURVAS VERTICALES CONCAVAS
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: PAIZ, Byron. *Guía de cálculo para carreteras*, p. 62.

Figura 71. Componentes de curva vertical



Fuente: CASANOVA, M., Leonardo. *Elementos de geometría*. p. 165.

Ejemplo de cálculo de elementos de la curva vertical 1, tipo convexa, velocidad de diseño es de 20 kph por ser un terreno montañoso, K a utilizar = 1 según tabla XXVII.

Existen cuatro criterios para el alineamiento de curvas verticales, los cuales son:

- Criterio de seguridad

Que es la visibilidad de parada, la longitud de curva deber permitir que a lo largo de ella la distancia de visibilidad sea mayor o igual que la de parada. Se aplica a curvas cóncavas y convexas.

$$LCV = K * \Delta$$

$$\Delta = P_s - P_e$$

Donde

LCV = Longitud mínima de la curva vertical

K = Constante que depende de la velocidad de diseño

$\Delta$  = Diferencia algebraica de pendientes.

$P_s$  = Pendiente de salida

$P_e$  = Pendiente de entrada

$$\Delta = P_s - P_e = -0,42 - (-11,21) = 10,79$$

$$LCV = K * A = 1 * 10,79 = 10,79 \text{ m}$$



- Criterio de apariencia

Para curvas verticales con visibilidad completa, cóncavas, sirve para evita al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente. Este criterio solo se aplica a curvas cóncavas.

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \geq 30,$$

Este criterio no se aplica a curvas convexas.

- Criterio de comodidad

Para curvas verticales cóncavas en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo, al cambiar de dirección, se suma al peso del vehículo.

$$K = \frac{LCV}{\Delta} \geq \frac{V^2}{395}$$

$$K = \frac{10,79}{10,79} \geq \frac{20^2}{395}$$

$$K = 1 \geq 1.01 \quad \text{no cumple}$$

La recomendación de distancia mínima no cumple en este caso.

- Criterio de drenaje

Para curvas verticales convexas y cóncavas, alojadas en corte, se utiliza para que la pendiente en cualquier punto de la curva sea adecuada para que el agua pueda escurrir fácilmente.

$$K = \frac{LCV}{\Delta} < 43$$

$$K = 1 < 43 \quad \text{sí cumple}$$

### Curvas verticales simétricas

Las curvas verticales de acuerdo a la dirección general de caminos deberán ser simétricas de preferencia, las tangentes medidas del PIV al PCV y del PIV al PTV son de la misma longitud horizontal, a menos que se defina de otro modo. El cálculo se efectúa por medio de las siguientes fórmulas, cuya deducción está basada en las propiedades de la parábola.

$$OM = \frac{Ps - Pe * LCV}{800}$$

Donde

OM= Corrección máxima para cada curva vertical (ordenada media)

$$OM = \frac{(-11,21 - (-0,42)) * 10,79}{800} = 0,15m$$

Corrección Y para un punto cualquiera sobre la curva

$$Y = \frac{OM * D^2}{\left(\frac{LCV}{2}\right)^2}$$

Donde

$$D = \frac{(EstPI - Est(i)) - LCV}{2}$$

Est PI= estación del PI

Est (i)= estación del punto a examinar sobre LCV

Como ejemplo se calculará la corrección un metro antes del PI

$$D = \frac{(327,5 - 326,5) - 10,79}{2} = -5,39$$

$$Y = \frac{0,15 * (-5,39)^2}{\left(\frac{10,79}{2}\right)^2} = 0,12 \text{ m}$$

Tabla XXXIV. **Parámetros mínimos teóricos de curvas verticales**

CRITERIOS DE CURVAS											
curva	tipo	K 20kph	pend salida	pend entrada	$\Delta$	seguridad	comodidad	apariciencia	drenaje	OM	
					ps-pa	LCV=k* $\Delta$	lcv/ $\Delta$	$\geq V^2/395=1.01$	$\geq 30$	$< 43$	
1	convexa	1	-11.21	-0.42	10.79	10.79	1	no cumple	no apica	si cumple	0.15
2	concava	2	12.26	-11.21	23.47	46.94	2	si cumple	no cumple	si cumple	1.38
3	convexa	1	-3.8	12.26	16.06	16.06	1	no cumple	no apica	si cumple	0.32
4	concava	2	6.2	-3.8	10	20	2	si cumple	no cumple	si cumple	0.25
5	convexa	1	-0.58	6.2	6.78	6.78	1	no cumple	no apica	si cumple	0.06
6	concava	2	-3.8	-0.58	3.22	6.44	2	si cumple	no cumple	si cumple	0.03
7	concava	2	1.47	-3.8	5.27	10.54	2	si cumple	no cumple	si cumple	0.07
8	convexa	1	-1.1	1.47	2.57	2.57	1	no cumple	no apica	si cumple	0.01
9	concava	2	1.18	-1.1	2.28	4.56	2	si cumple	no cumple	si cumple	0.01
10	concava	2	4.01	1.18	2.83	5.66	2	si cumple	no cumple	si cumple	0.02
11	concava	2	5.12	4.01	1.11	2.22	2	si cumple	no cumple	si cumple	0.00
12	convexa	1	1.86	5.12	3.26	3.26	1	no cumple	no apica	si cumple	0.01
13	concava	2	7.93	1.86	6.07	12.14	2	si cumple	no cumple	si cumple	0.09

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXV. **Datos reales de curvas tomados de la topografía**

CRITERIOS DE CURVAS EXISTENTES										
curva	tipo	EST PIV	ELEV PIV	$\Delta$	LCV	K	comodidad	apariciencia	drenaje	OM
1	convexa	0+327.5	1908.35	10.79	67.96	6.3	si cumple	no apica	si cumple	0.92
2	concava	0+503.03	1888.68	23.47	56.81	2.42	si cumple	no cumple	si cumple	1.67
3	convexa	0+589.00	1899.21	16.06	37.06	2.31	si cumple	no apica	si cumple	0.74
4	concava	0+642.53	1897.18	10	60.87	6.09	si cumple	no cumple	si cumple	0.76
5	convexa	0+827.41	1908.63	6.78	128.9	19.02	si cumple	no apica	si cumple	1.09
6	concava	1+312.88	1905.8	3.22	82.87	25.76	si cumple	no cumple	si cumple	0.33
7	concava	1+372.18	1903.55	5.27	22.61	4.29	si cumple	no cumple	si cumple	0.15
8	convexa	1+431.78	1904.42	2.57	29.17	11.38	si cumple	no apica	si cumple	0.09
9	concava	1+525.28	1903.4	2.28	150	65.78	si cumple	si cumple	si cumple	0.43
10	concava	1+896.93	1907.82	2.83	75.21	26.64	si cumple	no cumple	si cumple	0.27
11	concava	2+328.28	1925.02	1.11	150	134.89	si cumple	si cumple	no cumple	0.21
12	convexa	2+773.16	1947.8	3.26	97.65	30	si cumple	no apica	si cumple	0.40
13	concava	2+847	1949.18	6.07	35.81	5.91	si cumple	no cumple	si cumple	0.27

Fuente: elaboración propia.

### 3.5. **Movimiento de tierras**

El movimiento de tierras es la utilización o disposición de lo extraído en los cortes en la cantidad que pueden ser reutilizables, por ejemplo, en la construcción de terraplenes, además se incluyen los materiales de préstamo que sean aptos para la conformación compactación y el terminado del trabajo de terracería.

Se debe tomar en cuenta, que el movimiento de tierras se encuentra enlazado directamente con el diseño de subrasante de la carretera, incidiendo así en el costo de la misma. Por lo tanto, el movimiento de tierras deberá ser el más factible, ya que desde el punto de vista económico, dependiendo de los requerimientos que el tipo de camino fijo.

### **3.5.1. Diseño de subrasante**

La subrasante es una sucesión de líneas rectas que se conforman las pendientes unidas mediante curvas verticales, intentando compensar los cortes con los terraplenes. Las pendientes se proyectan al décimo, con excepción de aquellas en las que se fije anticipadamente una cota a un punto de intersección PI determinado.

Las pendientes ascendentes se marcan positivas y las descendentes con el signo inverso, teniendo en cuenta para la magnitud las especificaciones de pendiente, evitando el exceso de deflexiones verticales que desmerita la seguridad y comodidad del camino o el exagerado uso de tangentes que resultaría no muy económico. Las condiciones topográficas, geotécnicas, hidráulicas y el costo de las terracerías definen el proyecto de la subrasante.

Para calcular la subrasante, es necesario disponer de los siguientes datos:

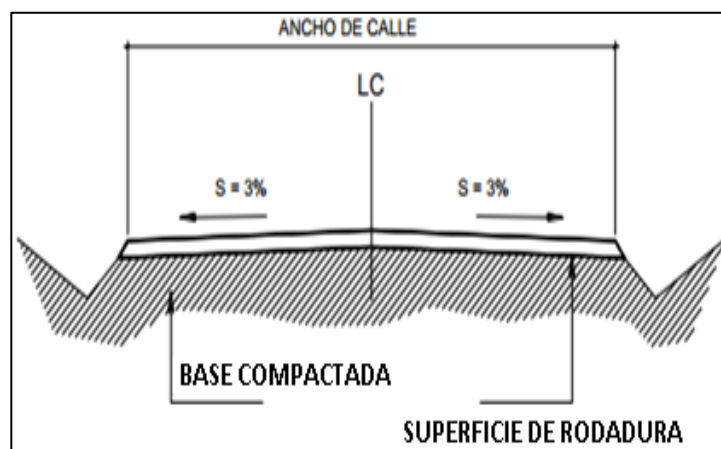
- La selección típica que se utilizará.
- El alineamiento horizontal del tramo.
- El perfil longitudinal del mismo.
- Las especificaciones o criterios que regirán el diseño.
- Datos de la clase de material del terreno.

### **3.5.2. Cálculo de área de secciones transversales**

El primer paso para el dibujo es consultar al proyectista sobre el tipo de carretera que se va a construir.

Sección típica en tangente: plotear la diferencia entre la subrasante y el nivel, arriba o debajo de la sección transversal, según sea el caso. En algunos casos se utiliza un bombeo diferente, por ejemplo: en carreteras de pavimento de concreto de cemento portland se recomienda usar un 3 %.

Figura 72. **Sección típica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2 015.

El peralte indica la inclinación de la sección típica; cuando el peralte es menor que del 2 % y la curva es hacia la izquierda, el lado izquierdo de la sección típica permanece con el 2 % y el lado derecho de la sección se peralta con el porcentaje en esa estación para el lado hacia dónde va la curva.

### 3.5.3. **Cálculo de volúmenes**

Una vez han determinado las áreas de la secciones de construcción se procede al cálculo de los volúmenes de tierra. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides, tanto en corte como en relleno. Entre dos estaciones el volumen es el de un prisma irregular, el área

de las bases es la medida en cada una de las estaciones y la altura del prisma es igual a la diferencia de estaciones; sucede esto cuando en las estaciones consideradas existe sólo corte o solo relleno. La forma más rápida para calcular el volumen es en base al producto de la semisuma de las áreas extremas, por la distancia entre estaciones.

Fórmula par cálculo de volúmenes:

$$V = \frac{A_1 + A_2}{2} * d$$

Donde

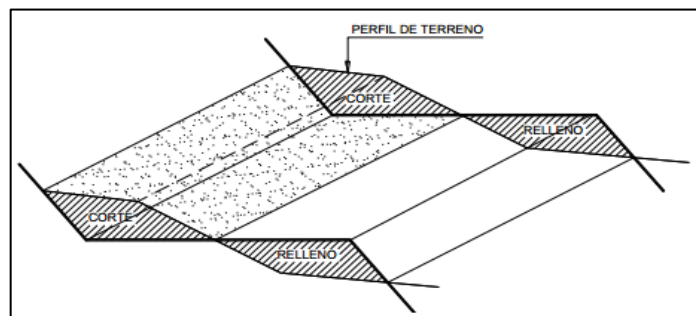
V = Volumen de tierra

A1 = Área de sección 1

A2 = Área de sección 2

d = Distancia entre estaciones

Figura 73. **Cálculo de volúmenes de movimiento de tierra**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2 015.

En este proyecto no existirá relleno dado que solo se removerán las diferentes capas existentes de carpeta de rodadura en todo el trayecto, y además se removerán 15 cm de suelo natural adicionales para poder readecuar la base y subbase para la nueva carpeta de rodadura.

Debido a la uniformidad del trayecto el cálculo del volumen de corte se puede realizar de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Volumen de Corte} &= \text{distancia total del trayecto} \\ &* \text{ancho de trayecto} * \text{profundidad del corte} \end{aligned}$$

$$VCorte = (2\,909\text{ m}) * (6,8\text{ m}) * (0,25\text{ m}) = 4\,945,3\text{ m}^3$$

El volumen total a remover serán 4 945,3 metros cúbicos

#### **3.5.4. Balance de masas**

Los volúmenes de material producto de corte se emplean para la formación de los terraplenes, mediante la transportación del material hacia zonas de terraplén.

En función de la cantidad y calidad de este material de corte y de los requerimientos de volúmenes de terraplén, se presentan tramos del camino en que el volumen de corte supera la necesidad de material para terraplén por lo que se desperdicia parte de este volumen. El caso contrario se presenta cuando el volumen de corte no alcanza a cubrir el requerimiento de terraplén, por lo que hay que recurrir a material de préstamo.

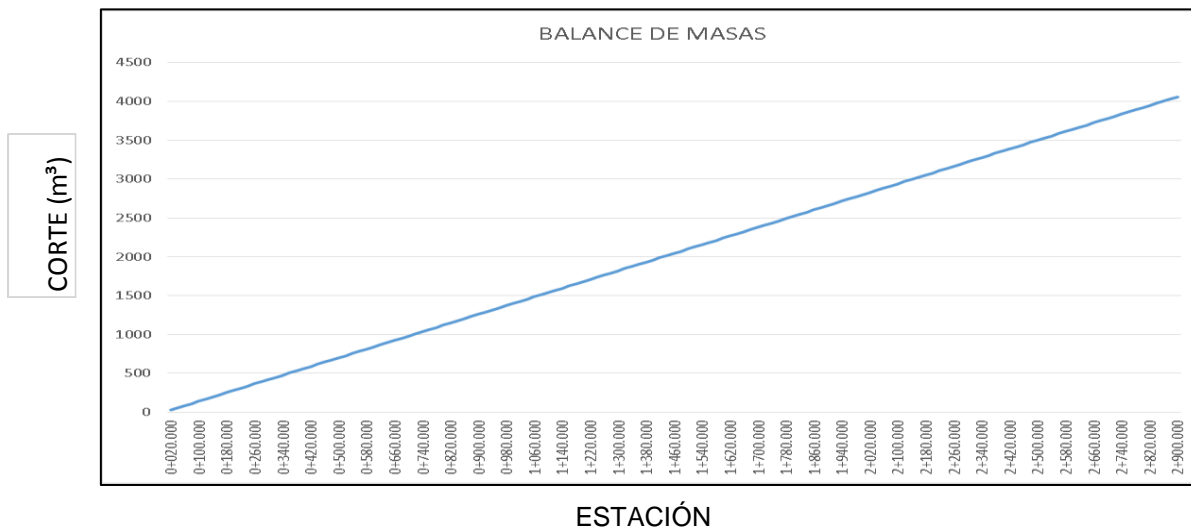


Principales propiedades del diagrama de masas:

- El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario.
- Cuando después de un tramo ya sea ascendente o descendente abundan los volúmenes de terraplén o corte a los puntos máximos de la gráfica se les llama máximos o mínimos.
- La diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualesquiera expresa un volumen que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte positivos, con todos los volúmenes de terraplén negativos comprendidos en el tramo limitando por esos dos puntos.
- Si en un diagrama de masas se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, estos tendrán la misma ordenada y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea estos dos puntos son los extremos de un tramo compensado. Esta línea se llama compensadora, la distancia entre los dos puntos se llama Abertura del Diagrama y es la distancia máxima de acarreo al llevar el material del corte al terraplén.
- Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia adelante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda debajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás.

En este caso no existirá balance de masas ya que no existirá relleno.

Figura 74. Diagrama de masas



Fuente: elaboración propia.

### 3.6. Drenajes

El drenaje tiene la finalidad de desalojar el agua que inevitablemente llega a las alcantarillas y evita que se estanque en la carretera. Toda el agua que caiga en exceso a la carretera tiene dos orígenes: pluvial o de corrientes superficiales, ríos o quebradas.

El agua de escorrentía superficial por lo general se encuentra con la carretera en sentido casi perpendicular al trazo, por lo que se utiliza para esto drenaje transversal según el caudal que se presente. El agua pluvial debe de encauzarse hacia las orillas de la carretera con una pendiente adecuada a las cunetas en sentido transversal. A esta se le llama bombeo normal y

generalmente es de 3 %. La pendiente longitudinal mínima para la subrasante es del 0,5 %.

Al construir el pavimento se aumentará el caudal y la velocidad del agua sobre el mismo; considerando necesario el diseño y construcción de drenajes apropiados para el lugar, para un período de diseño de 20 años, similar al del pavimento del proyecto.

### **3.6.1. Método racional**

En el método racional, asume que el caudal máximo para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con la escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima.

Para lograr esto, la precipitación máxima (caudal de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua que se precipitó en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

El método racional está representado por la fórmula a continuación:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde

Q = Caudal de diseño en metros cúbicos por segundo

A = Área drenada de la cuenca en hectáreas

I = Intensidad de lluvia en milímetros por hora

C = Coeficiente de escorrentía

Tabla XXIX. **Coefficientes de escorrentía (C)**

<b>COEFICIENTES DE ESCORRENTIA</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>
Centro de la ciudad	0,70	0,95
Fuera del centro de la ciudad	0,50	0,70
Parques, cementerios	0,10	0,25
Áreas no urbanizadas	0,10	0,30
Asfalto	0,70	0,95
Concreto	0,80	0,85
Adoquín	0,80	0,85
Suelo arenoso	0,15	0,20
Suelo duro	0,25	0,30
Bosques	0,20	0,25

Fuente: INSIVUMEH. *Constantes coeficientes de escorrentía.*

Dado que el área de influencia se encuentra urbanizada y se proyectan más construcciones en el futuro se tomará un valor  $C = 0,85$

Se diseña el drenaje crítico transversal ubicado en la estación 1+138,00 es el crítico que recibirá el mayor caudal de lluvia a drenar.

Debido a la topografía del terreno, este es el único punto en el que se puede descargar el caudal acumulado de 1,77 km de la carretera, el área de influencia de este punto es de 53 hectáreas, dato que se obtuvo de fotografías satelitales.

#### Intensidad de lluvia

Es el espesor de la lámina de agua por unidad de tiempo, producida por ésta, suponiendo que el agua permanece en el sitio donde cayó. Se mide en milímetros por hora (mm/h). La intensidad de lluvia se determinó de acuerdo a curvas de intensidad de lluvia elaboradas por el Instituto Nacional de

Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), basados en la estación pluviométrica ubicada a inmediación de la cabecera departamental (Río Pensativo en Antigua Guatemala). La intensidad de lluvia con una probabilidad de ocurrencia de 10 años en Sacatepéquez es:

$$t = 60 * \left( 0,886 * \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Donde

a y b = Constantes proporcionadas por el INSIVUMEH

t = Tiempo de concentración en minutos

L = Longitud del cauce principal en kilómetros

H = Diferencia de elevaciones entre los puntos extremos del cauce principal (m)

I = Intensidad

Datos:

Área a drenar: 53 Ha

Longitud de cauce: 1,77 km

H: 53 m (Elevación entre cauce tomado del perfil del terreno, ver plano en anexos).

$$t = 60 * \left( 0,886 * \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} = 60 * \left( 0,886 * \frac{1,77^3}{53} \right)^{0,385} = 24 \text{ min}$$

$$I = \frac{a}{t + b}$$

a = 1323,5 (INSIVUMEH)

$$b = 4 \quad (\text{INSIVUMEH})$$

$$I = \frac{1\,323,5}{24 + 4} = 47,22 \text{ mm/h}$$

$$Q = \frac{0,85 * 47,22 * 53}{360} = 5,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando el 100 % de agua sin basura que entra en la tubería. Utilizamos la Ecuación de Manning para determinar el diámetro de la tubería del drenaje transversal.

$$Q = V * A$$

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

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

$$R = \frac{D}{2}$$

Donde

Q= Caudal

V= velocidad

A= área de la tubería

R= radio de la tubería

S= pendientes promedio del área de influencia

n= factor de rugosidad para concreto

Despejando el diámetro D, se puede obtener el valor del diámetro utilizando el caudal de diseño.

$$Q = \frac{1}{n} * \left(\frac{D}{2}\right)^{2/3} * S^{1/2} * \frac{\pi * D^2}{4}$$
$$D = \frac{2n^{3/8} * Q^{3/8}}{\pi^{3/8} * S^{3/16}}$$

Donde

$$n = 0,013$$

$$Q = 5,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 3\% = 0,03$$

$$D = \frac{2 * 0,013^{3/8} * 5,9^{3/8}}{\pi^{3/8} * 0,03^{3/16}}$$

$$D = 0,96\text{m} = 37,77 \text{ in}$$

Se propone utilizar tubería transversal con un diámetro de 42 pulgadas.

Cunetas

Las cunetas son canales en los cortes que se hacen a los lados de la cama del camino y cuya función es captar el agua que escurre de la corona, del talud del corte y del terreno natural adyacente, para conducirla hacia una corriente natural o a una obra transversal y así alejarla lo más pronto posible de la zona que ocupa el camino.

La longitud de las cunetas no debe ser mayor de 250 metros, si sobrepasa esa cantidad, se debe construir una obra de alivio que permita

reducir esta longitud al captar y conducir el caudal de la cuneta aguas abajo, fuera del camino.

Para el diseño de la cuneta se tomará la distancia máxima permitida de 250 m y se construirán disipadores de velocidad a cada 250 m, se diseñará la cuneta crítica que es la de menor pendiente, dado que esta es la que necesita evacuar el agua para evitar inundaciones en la carretera.

Método racional

Datos:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

A: 53 Ha

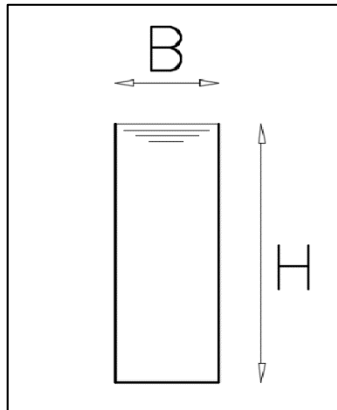
$$I = 47,22 \text{ mm/h}$$

$$Q = \frac{0,85 * 47,22 * 53}{360} = 5,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

La cuneta necesita evacuar un caudal de  $5,9 \text{ m}^3/\text{s}$  para evitar inundaciones en ese tramo.



Figura 75. **Cuneta propuesta**



Fuente: elaboración propia.

Diseño de cuneta rectangular donde:

S=1,18 % pendiente hidráulica

n=0,013

Rh= radio hidráulico

A= área

Q= caudal que evacua

Formula de Manning:

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

B propuesta = 0,6m

H propuesta = 1,5m

$$Rh = \frac{A}{\text{perimetro mojado}}$$

$$Rh = \frac{B * H}{B + 2H} = \frac{0,6 * 1,5}{0,6 + 2 * 1,5} = 0,25m$$

$$A = B * H = 0,6 * 1,5 = 0,9m^2$$

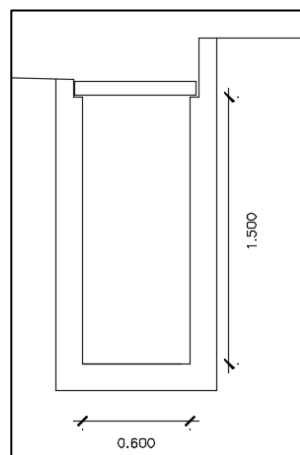
$$Q = \frac{0,9 * 0,25^{2/3} * 0,0118^{1/2}}{0,013} = 2,98 m^3/s$$

$$2 * 2,98 m^3/s > 5,9 m^3/s$$

$$5,97 m^3/s > 5,9 m^3/s \quad \text{si cumple}$$

Por lo tanto, el caudal que desplazan 2 cunetas es mayor que el caudal que recibe.

Figura 76. **Cuneta crítica final**



Fuente: elaboración propia.

Las cunetas se aumentarán gradualmente desde una profundidad inicial de 0,30m hasta 1,50 m en tramos de 250 m de largo a lo largo de la carretera.

### **3.7. Diseño de pavimento**

Pavimento es toda estructura que descansa sobre el terreno de fundación, formada por las diferentes capas de subbase, base y carpeta de rodadura. Tiene el objetivo de distribuir las cargas del tránsito sobre el suelo, proporcionando una superficie de rodadura suave para los vehículos, y proteger al suelo de los efectos adversos del clima, los cuales afectan su resistencia al soporte estable del mismo.

El pavimento soporta y distribuye la carga en una presión unitaria lo suficientemente disminuida para estar dentro de la capacidad del suelo que constituye la capa de apoyo, reduciendo la tendencia a la formación de fallas.

La subbase es la capa del pavimento que transmite directamente las cargas a la subrasante, y absorbe las irregularidades de la subrasante para que no afecten las capas superiores. Es utilizada en pavimentos rígidos, cuando la subrasante no tiene las cualidades deseadas para eliminar ésta capa.

La base granular es la capa formada por la combinación de piedras y grava, con arena y suelo en estado natural, clasificados, con trituración parcial para construir una base integrante de un pavimento. Generalmente se requiere de esta capa un CBR del 80 % o más. En pavimentos rígidos no es utilizada esta capa, pues el concreto rígido puede transmitir, por su misma rigidez, las cargas de forma uniforme en un área mayor.

### **3.7.1. Criterios para definir capa de rodadura**

La capa de rodadura en pavimentos rígidos está constituida de losas de concreto de cemento portland simple o reforzado, diseñadas de tal manera que soporten las cargas del tránsito. Es necesario que tengan otros elementos, no estructurales para proteger tanto esta capa como las anteriores, como juntas de dilatación rellenas con material elastomérico (para impermeabilización), bordillos, cunetas o bien un sistema de alcantarillado pluvial, para el drenaje correcto del agua que pueda acumular en su superficie.

Tomando en cuenta el estudio de suelos y otros factores de orden económico, se selecciona el tipo de pavimento rígido, hombros y subbase a utilizar. El espesor del pavimento se determina por los siguientes factores de diseño:

- Resistencia a la flexión del concreto (módulo de ruptura MR).
- Resistencia de la subrasante, o combinación de subrasante y subbase (K).
- Las cargas, frecuencia y tipo de carga por eje del vehículo que soportará el pavimento.
- Período de diseño, el cual usualmente es de 20 años.

### **3.7.2. Capa de rodadura**

En el diseño de pavimentos rígidos existen dos maneras de calcular, una de ellas es la que usa el método AASHTO T-193, la otra forma es a través de métodos mecánicos como el de la Asociación del Cemento Portland (PCA). La PCA ha desarrollado dos métodos para determinar el espesor de las diferentes

capas de un pavimento que resista las cargas que ocasiona el tránsito, del cual se mencionan los siguientes:

- Procedimiento de diseño con posibilidades de obtener datos de carga de eje: éste método se utiliza cuando se pueden determinar las cargas de eje que soportará el pavimento.
- Procedimiento simplificado de diseño: se utiliza cuando no se conoce realmente el tránsito que podría tener y la carga específica que tendrá que soportar por eje, se pueden utilizar las tablas basadas en distribución compuesta de tránsito clasificado en diferentes categorías de carreteras y calles. Se eligió éste método por no constar con datos del tránsito de la carretera en estudio y su conteo sería demasiado oneroso para la institución a servir.

La PCA sugiere un diseño basado en experiencias generales de comportamientos del pavimento, hechos a escala natural, sujetos a ensayos controlados de tránsito, la acción de juntas y hombros de concreto. Para determinar el espesor de la losa es necesario realizar los ensayos de laboratorio de suelo para conocer las propiedades, características y esfuerzos combinados de la subrasante y la base, ya que mejoran la estructura del pavimento.

Tras conocer el CBR de la subrasante se busca su módulo de reacción K en la tabla XXXVI. Luego se determinará el espesor de base de acuerdo con el tipo de suelo y el módulo de ruptura del concreto, que es el 15 % f'c.

$$MR = 0,15 * 4000psi$$

$$Mr = 600psi$$

Con la información anterior y conociendo el tipo de junta a utilizar, se localiza el espesor de la losa en la tabla.

#### Determinación de categoría de carretera

Para esta carretera se tomó como parámetro la entrada que actualmente se utiliza, donde se consideraron 700 vehículos diarios para 20 años, de los cuales se estimó un porcentaje del 5 % para el TPD en ambas direcciones, lo que resulta en un TPDC de 35, siendo esto el número de camiones pesados que pasan en el día. Con los datos anteriores se definió la carretera como categoría 2, que corresponde a calles arteriales y carreteras primarias que muestra la tabla XXXVI.

Tabla XXXVI. **Clasificación de vehículos por categoría de cargas por eje**

Categoría	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje, KIPS	
		TPD	%	TPDC por día	Sencillo	Tandem
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a Medio).	200 a 800	1 A 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 A 10	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio) supercarreteras interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 para 2 carriles, 3000 a 5000 Para 4 carriles o más	8 A 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 para 2 carriles, 3000 a 15000 para 4 carriles o más.	8 A 30	de 1500 a 8000	34	60

Fuente: MONTEJO FONSECA, Alfonso. *Ingeniería de pavimentos*. p. 345.

- Determinar el Módulo de reacción (k) de la subrasante: es de acuerdo al resultado del ensayo de CBR de la subrasante, y por medio de una correlación se localiza en la tabla XXXVII su valor aproximado. Se ubica la relación de soporte de California (CBR) 18 % a una compactación del 95 % En donde le corresponde el módulo de reacción de la subrasante K de 240 Lb/pulg<sup>3</sup>.
- Determinar la subbase: es la capa de la estructura del pavimento, destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad el efecto de las cargas del tránsito proveniente de las capas superiores del pavimento, de tal manera que el suelo de la subrasante las pueda soportar.

Tabla XXXVII. **Determinación de la reacción K por medio del CBR**

RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR)																
2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	25	30	40	60	80	100
SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE LA A.T.S.M.																
GP																
GW																
CM																
GC																
GW																
SM																
SP																
SC																
CH																
ML																
CH																
CL																
OL																
MH																
CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE LA A.A.S.H.T.O.																
A-1-a																
A-1-b																
A-2-4																
A-2-5																
A-2-6																
A-2-7																
A-3																
A-4																
A-5																
A-6																
A-7-5																
A-7-6																
CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE LA ADMINISTRACIÓN FEDERAL DE AVIACIÓN																
E-1																
E-2																
E-3																
E-4																
E-5																
E-6																
E-7																
E-8																
E-9																
E-10																
E-11																
E-12																
VALOR DE RESISTENCIA (R)																
5																
10																
20																
30																
40																
50																
60																
70																
MODULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE (k) LBS/PULG <sup>3</sup>																
100																
150																
200																
250																
300																
400																
600																
700																
VALOR DE SOPORTE LBS/PULG <sup>2</sup>																
10																
20																
30																
40																
50																
60																
RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR)																
2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	25	30	40	60	80	100

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 5.

- Determinar la utilización de base: conocer los esfuerzos combinados de la subrasante y base, ya que mejoran la estructura de un pavimento. En la tabla XXXVII se muestra el aumento en el módulo de reacción de la subrasante al incluir una base granular.



Tabla XXXVIII. **Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k**

Tipo de suelo	Soporte	Rango de valores de K (lbs/plg <sup>3</sup> )
Suelos de grano fino, en el cual el tamaño de las partículas de limo y arcilla predominan.	Bajo	75 - 120
Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerable de limo arcilla.	Mediano	130 - 170
Arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos.	Alto	180 - 220
Subbase tratada con cementos.	Muy alto	250 - 400

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos*. p. 67.

En el proyecto, debido a que el módulo de reacción de la subrasante es bueno, se colocará una base de material selecto de 10 centímetros de espesor equivalente a 4 pulgadas, para uniformizar la superficie y darle mayor soporte a la capa de rodadura, así como cumplir con el espesor mínimo que especifica la Dirección General de Caminos en la sección 304,05.

Debido a que se cuenta con una calidad de suelo alta no es necesario aplicar una base.

- Determinar espesor de la losa

Por todos los factores anteriores se procede a determinar el espesor de la losa para las diferentes categorías en las que se clasifica la vía, las cuales se muestran en la tabla XXXIX.

Tabla XXXIX. **TPDC permisible, carga por eje categoria 1, pavimentos con juntas doveladas.**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					
ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE			ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE				
	BAJO	MEDIO	ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO		
MR = 650 PSI	4,5			0,1	4			0,2	0,9
	5	0,1	0,8	3	4,5	2	8	25	
	5,5	3	15	45	5	30	130	330	
	6	40	160	430	5,5	320			
MR = 600 PSI	5		0,1	0,4	4				0,1
	5,5	0,5	3	9	4,5	0,2	1	5	
	6	8	36	98	5	6	27	75	
	6,5	76	300	760	5,5	73	290	730	
	7	520			6	610			
MR = 550 PSI	5,5	0,1	0,3	1	4,5		0,2	06	
	6	1	6	18	5	0,8	4	13	
	6,5	13	60	160	5,5	13	57	150	
	7	110	400		6	130	480		
7,5	620								

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 69.

Se considera MR = 600 psi, equivalente de 15 % f'c, donde f'c = 4 000, en el lado izquierdo, porque no se consideran las cunetas unidas a la losa, en la columna de soporte en la franja corresponde un valor MR= 600 psi, es el valor del TPDC más cercano al estimado en el proyecto, para este caso es 98, resultando un espesor para la carpeta de rodadura de 6 pulgadas que equivale a 15,24 centímetros.

Por cuestiones de construcción se dejará un espesor final de losa de 15 centímetros en toda la vía, y la modulación transversal de las losas no deberá ser mayor de 25 veces el espesor de la losa de concreto cuando se utilice base granular, por lo que las losas tendrán dimensiones de 2,50x3 metros, la pendiente de bombeo será de 3 %.

Tabla XL. **Pendiente transversal recomendada según el tipo de superficie**

Tipo de superficie		Bombeo %
Muy buena	Concreto	1 – 2 %
Buena	Mezcla asfáltica	1,5 – 3 %
Regular	Adoquín	2 – 2,5 %
Mala	Tierra o grava	2,5 – 3 %

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 22.

### 3.7.3. Diseño de mezcla

Se requiere un concreto con una resistencia a la compresión de  $f'c$  de 281 kilogramos sobre centímetro cuadrado (4 000 psi) a los 28 días de curado, dicho concreto no incluirá aire en la mezcla.

Los datos de resistencia de una determinada mezcla de concreto para una resistencia requerida  $f'cr$ , puede obtenerse de la tabla XLI.

Se eligió una relación agua/cemento de 0,57 sin aire incluido con base en una resistencia a compresión requerida  $f'cr$  de 4 000 psi.

Tabla XLI. **Dependencia entre la relación agua/material cementante y la resistencia a compresión del concreto**

Resistencia a compresión a los 28 días, en lbs/plg <sup>2</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación agua/material cementante en masa	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
7 000 (492)	0,33	
6 000 (420)	0,41	0,32
5 000 (350)	0,48	0,40
4 000 (281)	0,57	0,48
3 000 (210)	0,68	0,59
2 000 (140)	0,82	0,74

Fuente: *Diseño y control de mezclas de concreto. PCA*. Adaptada del ACI 211,1 y del ACI 211,3. p. 187.

El tamaño máximo del agregado grueso no debe exceder un tercio del espesor del pavimento. Se utilizará agregado grueso de tamaño máximo nominal de 1 pulgada, estimándole un módulo de finura para el agregado fino de 2,8. Para el uso en concreto, el módulo de finura debe ser mayor que 2,3 y menor que 3,1, prefiriéndose arena media.

La cantidad de agua a utilizar para un metro cúbico de concreto sin aire incluido, y en función del revenimiento y el tamaño del agregado grueso establecido, será de 193 litros, según la tabla XLII.

Tabla XLII. **Requerimientos de agua para mezcla y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales del agregado grueso**

Revenimiento (asentamiento) (mm)	Agua, kilogramos por metro cúbico de concreto, para los tamaños de agregados indicados							
	9,5 mm (3/8")	12,5 mm (1/2")	19 mm (3/4")	25 mm (1")	37,5 mm (1 1/2")	50 mm (2")	75 mm (3")	150 mm (6")
<b>Concreto sin aire incluido</b>								
25 a 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 a 100	228	216	205	193	181	169	145	124
150 a 175	243	228	216	202	190	178	160	
Cantidad aproximada de aire atrapado en un concreto sin aire incluido, porcentaje	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2
<b>Concreto con aire incluido</b>								
25 a 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 a 100	202	193	184	175	165	157	133	119
150 a 175	216	205	197	184	174	166	154	
Promedio del contenido de aire total recomendado, para el nivel de exposición, porcentaje								
Exposición blanda	4,5	4	3,5	3	2,5	2	1,5	1
Exposición moderada	6	5,5	5	4,5	4,5	4	3,5	3
Exposición severa	7,5	7	6	6	5,5	5	4,5	4

Fuente: *Diseño y control de mezclas de concreto. PCA.* Adaptada del ACI 211,1. p. 190.

Calcular la cantidad de cemento, dividiendo la cantidad de agua por metro cúbico por la relación agua-cemento; considerando que un litro de agua pesa un kilogramo. El cemento se divide por 0,57 para concretos sin aire incluido, con una resistencia de 4 000 PSI.

$$\text{Cemento} = (193 \text{ L/m}^3) / 0,57 = 338,6 \text{ Kg/m}^3$$

Calcular la cantidad de agregado, restando el peso del agua y cemento del peso total de un metro cúbico de concreto, por lo general, se le asigna un peso unitario de 2 400 Kg/m<sup>3</sup>.

$$\text{Peso de agregados} = \text{peso total} - \text{peso (agua + cemento)}$$

$$\text{Peso de agregados} = 2\,400 - (193 + 338,6) = 1\,868,4 \text{ Kg/m}^3$$

Para calcular la cantidad de agregado fino y grueso se necesita el peso unitario suelto o apisonado de los agregados. Los valores comúnmente utilizados son de 1 400 Kg/m<sup>3</sup> y 1 600 Kg m<sup>3</sup>, para el agregado fino y grueso.

Con la tabla XLIII se elige un valor porcentual de 0,67 y este se multiplica por el peso unitario del agregado grueso, para obtener la cantidad correspondiente a un metro cúbico de concreto.

Tabla XLIII. **Volumen de agregado grueso por volumen unitario de mezcla de concreto fresco**

Tamaño máximo nominal del agregado grueso mm (plg.)	Volumen del agregado grueso varillado en seco por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de agregado fino			
	2,40	2,60	2,80	3,00
9,5 (3/8)	0,50	0,48	0,46	0,44
12,5 (1/2)	0,59	0,57	0,55	0,53
19 (3/4)	0,66	0,64	0,62	0,60
25 (1)	0,71	0,69	0,67	0,65
37,5 (1 1/2)	0,75	0,73	0,71	0,69
50 (2)	0,78	0,76	0,74	0,72
75 (3)	0,82	0,80	0,78	0,76
150 (6)	0,87	0,85	0,83	0,81

Fuente: *Diseño y control de mezclas de concreto. PCA.* Adaptada del ACI 211,1. p. 188.

El contenido se obtiene aplicando la siguiente fórmula:

$$\text{Contenido de agregado grueso} = 0,67 * 1\,868,4 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{agregado grueso} = 1\,251,83 \text{ Kg/m}^3$$

Contenido de agregado fino se obtiene restando del peso total de los agregados el peso del agregado grueso.

$$\text{Contenido de agregado fino} = 1\,868,4 - 1\,251,83 = 616,57 \text{ Kg/m}^3.$$

Se tienen todos los pesos de los componentes de la mezcla para un metro cúbico de concreto, los cuales son:

$$\begin{aligned} \text{Cemento} &= 338,6 \text{ Kg/m}^3 \\ \text{Agregado fino (arena)} &= 616,57 \text{ Kg/m}^3 \\ \text{Agregado grueso (pedrín)} &= 1\,251,83 \text{ Kg/m}^3 \\ \text{Agua} &= 193 \text{ L} \end{aligned}$$

Se divide la cantidad de cada material por la cantidad de cemento encontrada al inicio:

$$\frac{\text{Cemento}}{\text{Cemento}} : \frac{\text{Arena}}{\text{Cemento}} : \frac{\text{Piedrín}}{\text{Cemento}} : \frac{\text{Agua}}{\text{Cemento}}$$

$$\frac{338,6}{338,6} : \frac{616,57}{338,6} : \frac{1\,251,83}{338,6} : \frac{193}{338,6}$$

La proporción teórica final en peso para alcanzar la resistencia requerida será:

Cemento: arena: pedrín: relación agua/cemento.

$$1: 1,8: 3,7: 0,57$$

La relación en volumen para 1 metro cúbico de concreto, primero se debe multiplicar por ese valor y dividir después los valores dentro del peso específico

de cada material, obteniéndose así también, la cantidad de materiales para el mismo.

$$\text{Cemento} = 338,6 \text{ Kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = \frac{338,6 \text{ Kg}}{42,5 \text{ Kg/saco}} = 8 \text{ sacos}$$

$$\text{Arena} = 616,57 \text{ Kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = \frac{616,57 \text{ Kg}}{1400 \text{ Kg/m}^3} = 0,44 \text{ m}^3$$

$$\text{Piedrín} = 1251,83 \text{ Kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = \frac{1251,83 \text{ Kg}}{1600 \text{ Kg/m}^3} = 0,78 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua} = 193 \text{ L/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = \frac{193 \text{ L}}{3,785 \text{ L/gal}} = 51 \text{ gal}$$

La conversión de la relación de peso a relación en volumen, se debe tomar en cuenta que un saco de cemento tiene un volumen de un pie cúbico.

$$\text{Cemento} = 1 \text{ pie}^3 * (1\text{m}/3.28 \text{ pie})^3 = 0,02833 \text{ m}^3$$

$$\text{Arena} = (1,48 * 42,5 \text{ Kg})/1400 \text{ Kg/m}^3 = 0,04492 \text{ m}^3$$

$$\text{Piedrín} = (3,0 * 42,5 \text{ Kg})/1600 \text{ Kg/m}^3 = 0,07968 \text{ m}^3$$

*Cemento: Arena: Piedrín*

$$\frac{0,02833}{0,02833} : \frac{0,04492}{0,02833} : \frac{0,07968}{0,02833}$$

Se concluye que, la proporción teórica final en volumen para alcanzar la resistencia requerida será:

Proporción volumen / m<sup>3</sup>

Cemento	Arena	Piedrín	agua
1	1,58	2,81	51 gal



### **3.7.4. Juntas**

Las juntas tienen como función principal permitir la construcción de pavimento por losas separadas para poder evitar grietas en el pavimento estableciendo al mismo tiempo una unión adecuada entre ellas, que asegure la continuidad de la carpeta de rodadura y la buena conservación del pavimento. La mayoría de las grietas que aparecen en el concreto son debidas a tres efectos.

- Un cambio de volumen por contracción durante el proceso de secado
- Esfuerzos directos debido a cargas aplicadas
- Esfuerzos de flexión por pandeo

Existen diversos tipos de juntas para pavimentos rígidos los cuales se pueden clasificar como transversales y longitudinales, que a su vez se dividen como de contracción, de construcción y de expansión.

Juntas longitudinales: son colocadas de manera paralela al eje longitudinal del pavimento, el espacio entre juntas de este tipo no debe exceder de 12,5 pies (3,81 metros). Se utilizan para prevenir la formación de grietas longitudinales, pueden ser en forma mecánica comúnmente conocida como unión macho-hembra. La profundidad de la ranura superior de esta junta no debe ser menor de un cuarto del espesor de la losa. El rango de separación entre juntas longitudinales es de 2,50 a 3,81 m, es la que determina el ancho del carril.

Juntas transversales: estas juntas se utilizan para controlar las grietas causadas por la contracción durante el proceso de fraguado del concreto. Deben ir a un intervalo no mayor de 4,6 m. La ranura de la junta debe tener al

menos una profundidad de un cuarto del espesor de la losa. Su colocación es perpendicularmente al tráfico. También reciben el nombre de juntas de contracción, ya que controlan el agrietamiento transversal por contracción del concreto. La profundidad de la ranura debe ser igual a un cuarto del espesor de la losa. La colocación de las barras de transferencia depende de las características de la subrasante y del tipo de tránsito esperado para el pavimento.

Juntas de expansión: deben tener una separación mínima de 2 cm, y son utilizadas en presencia de estructuras fijas entre las que podemos mencionar: aceras, alcantarillados, arriates, parqueos, puentes, etc.

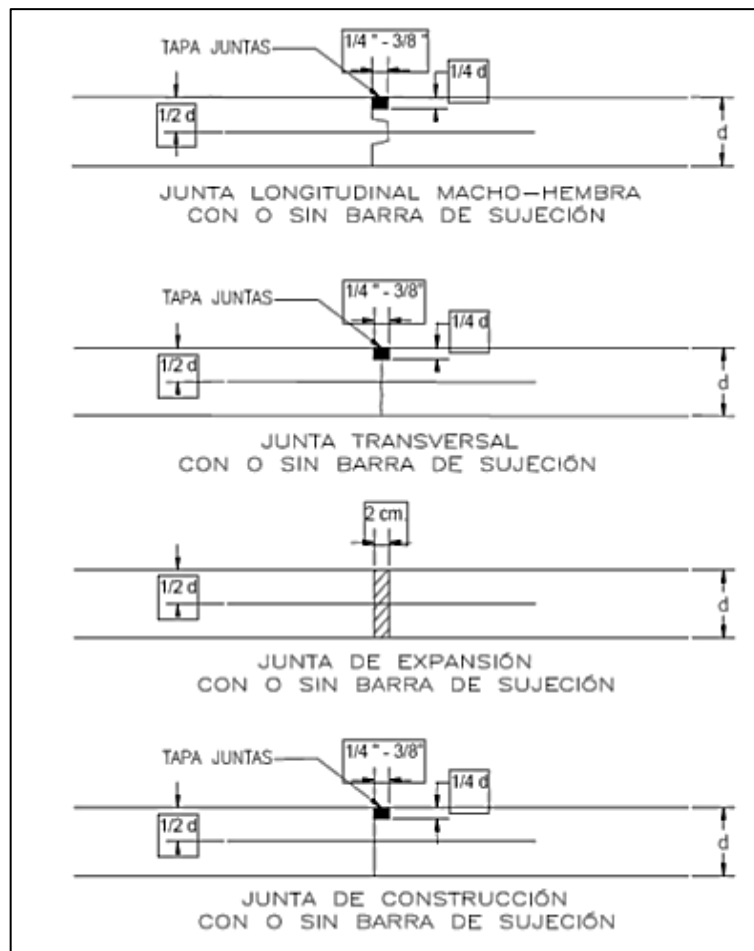
Juntas de construcción: estas juntas se colocan cuando hay una interrupción no mayor de treinta minutos en la colocación del concreto. Llevan barras de acero o material adecuado para formar bloques de modo que se forme una cara vertical con una traba apropiada.

Existen dos dispositivos para transferir cargas entre las losas en zonas de juntas, las barras de sujeción y las dovelas o pasajuntas. Las barras de sujeción, se utilizan en las juntas longitudinales para poder unir las losas de carriles o franjas contiguas. Se deben utilizar barras de acero lisas y engrasadas como refuerzo, colocadas a la mitad del espesor con el espaciamiento especificado y son colocadas exclusivamente para garantizar la continuidad del pavimento.

Las juntas de trabe por agregados o barras de sujeción se construyen insertando una barra de acero para hacer la interconexión entre dos losas separadas. Este tipo de junta es más sencillo en su construcción pero con el inconveniente de tener espesores más altos para la losa de concreto.

Las dovelas o pasajuntas, se utilizan normalmente en juntas transversales de construcción, contracción y de expansión, fueron diseñadas para poder transmitir carga de una losa hacia la otra. La junta tipo dovela se logra haciendo un detalle macho-hembra en el concreto en el sentido longitudinal. Este detalle requiere más trabajo durante la ejecución, pero garantiza una disminución en el espesor de la losa.

Figura 77. Tipos de juntas



Fuente: CHACÓN VALDEZ, Henry Ernesto. *Diseño de pavimento rígido de la calzada principal al municipio de El Progreso*. p. 38.

### 3.8. Planos finales

Los planos del proyecto de diseño de carretera y pavimento están expuestos en la sección de anexos. El juego de planos está compuesto por lo siguiente:

- Planta general
- Plantas y perfiles cada 800 m
- Secciones transversales
- Sección transversal en tramo recto
- Sección transversal en tramo con curva
- Sección transversal de tramo con drenaje transversal
- Planta de drenaje transversal
- Elevación de frontal de drenaje transversal
- Detalle de juntas para losas

Tabla XLIV. Presupuesto del proyecto

NOMBRE DEL PROYECTO

CARRETERA EBENEZER

UBICACIÓN:

MUNICIPIO DE SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS

MUNICIPIO:

SANTA LUCÍA MILPAS ALTAS

DEPARTAMENTO:

SACATEPÉQUEZ

FECHA:

OCTUBRE 2016

Núm.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL
<b>1.00</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.01	TOPOGRAFIA	2,9	KM	Q 10 200,46	Q 29 581,34
				<b>TOTAL DE RENGLON</b>	<b>Q 29 581,34</b>
<b>2.00</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
2.01	DEMOLICION PAVIMENTO EXISTENTE	22027	M2	53,46	Q 1 177 570,88
2.03	EXCAVACION NO CLASIFICADA	220,7	M3	149,45	Q 32 983,62
				<b>TOTAL DE RENGLON</b>	<b>Q 1 210 554,50</b>

Continuación de la tabla XLIV.

<b>3.00</b>	<b>SUBRASANTE</b>				
3.01	RECONDICIONAMIENTO DE SUBRASANTE	22027	M2	86,50	Q 1 905 335,50
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 1 905 335,50</b>	
<b>4.00</b>	<b>BASE</b>				
4.01	RELLENO DE SELECTO PARA BASE	2202,8	M3	168,08	Q 370 246,62
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 370 246,62</b>	
<b>5.00</b>	<b>ESTUDIOS</b>				
5.01	ESTUDIO DE SUELOS	12	UNIDAD	3896,02	Q 46 752,24
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 46 752,24</b>	
<b>6.00</b>	<b>CAPA DE RODADURA</b>				
6.01	PAVIMENTO DE CONCRETO 4000 PSI	2610	M3	2186,32	Q 5 706 295,20
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 5 706 295,20</b>	
<b>7.00</b>	<b>BORDILLO 0.6 X.01 M</b>				
7.01	BORDILLO 0.6 X.01 M	4060	ML	142,73	Q 579 483,80
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 579 483,80</b>	
<b>8.00</b>	<b>DRENAJE</b>				
8.01	EXCAVACION Y RELLENO DE DRENAJE TRANSVERSAL	48	M3	86,12	Q 4 133,82
8.02	TUBERIA 42 IN	8	ML	2760,65	Q 22 085,19
8.03	CABEZALES DE MAMPOSTERIA	1	GLOBAL	21614,93	Q 21 614,93
8.04	CAJA	2	U	1826,25	Q 3 652,50
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 51 486,44</b>	
<b>9.00</b>	<b>CUNETAS</b>				
9.01	EXCAVACION DE CUNETAS	2610	M3	86,12	Q 224 773,20
9.02	FUNDICION DE CUNETAS	4060	ML	421,08	Q 1 709 584,80
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 1 934 358,00</b>	
<b>10.00</b>	<b>TRANSPORTE DE MAQUINARIA</b>				
10.01	TRANSPORTE DE MAQUINARIA	1	GLOBAL	16170,40	Q 16 170,40
	<b>TOTAL DE RENGLON</b>			<b>Q 16 170,40</b>	
	<b>TOTAL</b>			<b>Q 11 850 264,05</b>	

Fuente: elaboración propia.



En la construcción de vías, al igual que todos los proyectos de infraestructura, se generan impactos en los componentes ambientales: ambiente físico, biológico y social. Para la construcción de un pavimento rígido los impactos generados son poco significativos, debido a que generalmente no cruzan alguna zona de alto valor escénico, área turística, sitio ceremonial, sitio arqueológico, área de protección agrícola, área de producción forestal, área de producción pecuaria.

Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

Factores que pueden causar impacto ambiental y sus obras de mitigación.

- Suelos

Impacto: deslaves de material, erosión de cortes.

Medida de mitigación: prevención durante la construcción, prevención de erosión usando estabilización física.

- Recursos hídricos

Impacto: alteración del drenaje superficial.

Medida de mitigación: construcción durante estación seca, minimizar la erosión de la ribera del río.

Impacto: disminución de la calidad del agua.

Medida de mitigación: alteración mínima de corrientes de aguas naturales.

Impacto: contaminación de cuerpos de agua por causa de insumos utilizados durante la construcción.

Medida de mitigación: depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona del cauce del río.

- Calidad del aire

Impacto: contaminación del aire por polvo generado en construcción.

Medida de mitigación: uso de agua para minimizar la generación de polvo.

- Salud humana

Impacto: riesgos para la salud de los trabajadores.

Medida de mitigación: desarrollar plan de seguridad e higiene.

Impacto: generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra.

Medida de mitigación: hacer servicio sanitario provisional, colocar toneles para la basura y para posterior disposición en zona adecuada.

- Población

Impacto: incremento de los niveles de accidentes.

Medida de mitigación: transportar el material de excavación sin superar la capacidad del vehículo de carga, mantener una adecuada señalización en el área de la obra, en etapa de ejecución y operación, instalar cercos perimetrales en los frentes de trabajo.



## CONCLUSIONES

1. Se diseñó un mercado que cumple las normas de seguridad de CONRED, seguridad sísmica de AGIES, funcionalidad económica y arquitectura agradable, garantizando así un punto atractivo y seguro para la población.
2. Se diseñó el pavimento según estas consideraciones: resistencia a la flexión del concreto (módulo de ruptura MR), resistencia de la subrasante, o combinación de subrasante y subbase (K), las cargas, frecuencia y tipo de carga por eje del vehículo que soportará el pavimento, período de diseño de 20 años.
3. En el diseño de la carretera, se consideraron los siguientes aspectos: topografía accidentada del lugar, tránsito, velocidad de diseño, pendientes; elementos que influyeron grandemente para definir el tipo de carretera que se necesita en la región para así llevar a cabo un buen diseño y costo del proyecto.
4. El presupuesto para la carretera es de once millones, ochocientos cincuenta mil, doscientos sesenta y cuatro quetzales con cinco centavos (Q 11 850 264,05) y el cronograma de ejecución está previsto para un periodo de 4 meses.



## RECOMENDACIONES

1. Tener en cuenta un plan de limpieza de cunetas y tuberías transversales, antes de la época de invierno, ya que si estos se encuentran obstruidos o tapados con basura, es difícil que el agua pluvial evacue por ellos, lo cual puede traer como consecuencia taponamientos e inundaciones en el lugar.
2. Hacer las gestiones ante la municipalidad, así como con diferentes instituciones, tanto gubernamentales como no gubernamentales, para lograr financiamiento de la ejecución de los proyectos, en el menor tiempo posible.
3. Actualizar los presupuestos de los proyectos antes de la cotización o contratación, ya que, tanto materiales como salarios, están sujetos a cambios ocasionados por variaciones en la economía.
4. Realizar una evaluación en la calidad de los materiales con los cuales la estructura será construida, tanto física como química, para obtener una certeza en la calidad de la obra.
5. Debido a la reducción del ancho de calzada por las cunetas, se recomienda que la municipalidad analice la posibilidad de realizar una obra de drenaje pluvial con tragantes en la carretera.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. E.E.U.U.: ACI 318-08, 2008. 163-211, 337-383 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Demandas estructurales, condiciones de sitios y niveles de protección*. Guatemala: AGIES NSE 2-10, 2012. 13, 14, 15, 24, 25 p.
3. \_\_\_\_\_. *Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Guatemala: AGIES NSE 1-10, 2012. 7 p.
4. Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres. *Manual de uso para norma de reducción de desastres número dos*. Guatemala: NRD-2, 2015. 14-28 p.
5. DAS, Baraja M. *Principios de ingeniería de cimientos*. 4a ed. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, 2001. 862 p.
6. Dirección General de Caminos. *Especificaciones Generales Para la Construcción de Carreteras y Puentes*. Guatemala: 75 p.
7. MONTEJO FONSECA, Alfonso. *Ingeniería para pavimentos*. Colombia: Agora Editores, 2002. 345 p.
8. NEUFERT, Peter and NEUFERT, Ernst. *Architects' data*. 3a ed. E.E.U.U. Blackwell Science, 1999. 251 p.

9. NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. México: International Thompson, 2001. 722 p.
10. Portland Cement Association. *Desing of concrete pavement for city streets*. E.E.U.U., PCA. 1974. 190 p.

# APÉNDICES

## Apéndice 1. Hoja de cálculo

LIBRETA TOPOGRAFICA MERCADO SANTA LUCIA MILPUS ALTAS

po	hi	distancia		azimut		hilos			zenital			verificación	COTA.REL.	cota estacion	x	y	z	ref
		ángulo	segundos	ángulo	minutos	segundos	segundos	minutos	segundos	inferior	medio							
c1	1.695	9.968	177	26	49	0.7	0.65	0.6	93	13	3	0.05	0.05	100	-0.444	-9.959	100.485	CONTROL
1	1.695	11.777	182	23	20	0.709	0.65	0.591	92	31	24	0.06	0.06	100	-0.491	-11.767	100.526	ESQUINA
2	1.695	5.675	137	6	4	0.679	0.65	0.621	98	26	22	0.03	0.03	100	3.863	-4.157	100.203	BANQUETA
3	1.695	5.118	123	46	59	0.676	0.65	0.624	97	11	46	0.03	0.03	100	4.254	-2.846	100.399	BANQUETA
5	1.695	20.900	1	12	28	0.756	0.65	0.544	96	49	42	0.11	0.11	100	0.441	20.896	98.542	BANQUETA
6	1.695	21.000	2	28	23	3.255	3.15	3.045	89	50	21	0.11	0.11	100	0.906	20.980	98.604	BANQUETA
7	1.695	19.873	344	10	9	0.751	0.65	0.549	97	18	41	0.10	0.10	100	-5.421	19.119	98.495	BANQUETA
E2	1.695	22.874	50	33	22	0.765	0.65	0.535	94	14	17	0.12	0.12	100	17.665	14.533	99.350	ESTACION 2
E1	1.61	22.596	230	32	4	0.763	0.65	0.537	90	45	19	0.11	0.11	99.34993406	-17.444	-14.362	100.012	ESTACION 1
8	1.61	19.986	214	46	49	1.5	1.4	1.3	88	30	21	0.10	0.10	99.34993406	-11.401	-16.416	100.081	PARED
9	1.61	14.796	240	53	9	0.724	0.65	0.576	90	54	3	0.07	0.07	99.34993406	-12.927	-7.199	100.077	TERRENO
10	1.61	13.555	268	3	11	0.718	0.65	0.582	93	17	15	0.07	0.07	99.34993406	-13.547	-0.461	99.531	TERRENO
11	1.61	16.760	292	59	4	1.384	1.3	1.216	92	48	32	0.08	0.08	99.34993406	6.544	98.838	PARED	
12	1.61	13.126	303	39	5	0.716	0.65	0.584	94	17	8	0.07	0.07	99.34993406	-10.927	7.274	99.326	PARED
13	1.61	7.327	270	2	54	0.687	0.65	0.613	95	42	34	0.04	0.04	99.34993406	-7.327	0.006	99.577	TERRENO
14	1.61	8.158	227	37	27	0.691	0.65	0.609	94	7	38	0.04	0.04	99.34993406	-6.026	-5.498	99.721	TERRENO
15	1.61	12.386	190	31	47	0.712	0.65	0.588	91	54	56	0.06	0.06	99.34993406	-2.264	-12.178	99.896	PARED
16	1.61	10.749	135	22	55	0.704	0.65	0.596	93	57	4	0.05	0.05	99.34993406	7.550	-7.651	99.568	PARED
17	1.61	5.988	100	6	47	0.681	0.65	0.619	100	23	27	0.03	0.03	99.34993406	5.905	-1.053	99.210	TERRENO
18	1.61	6.332	44	12	49	0.683	0.65	0.617	101	37	23	0.03	0.03	99.34993406	4.416	4.539	99.007	TERRENO
19	1.61	11.233	13	40	20	0.707	0.65	0.593	96	57	26	0.06	0.06	99.34993406	2.655	10.914	98.939	PARED
20	1.61	17.282	41	31	16	1.387	1.3	1.213	94	43	27	0.09	0.09	99.34993406	-1.456	12.939	98.232	PARED
21	1.61	15.297	61	36	53	0.778	0.7	0.622	98	0	19	0.08	0.08	99.34993406	13.458	7.272	98.109	TERRENO
22	1.61	14.774	83	30	10	0.725	0.65	0.575	97	3	3	0.08	0.08	99.34993406	14.679	1.672	98.483	TERRENO
23	1.61	16.822	103	15	12	0.735	0.65	0.565	95	52	20	0.09	0.09	99.34993406	16.374	-3.857	98.580	PARED

Fuente: elaboración propia.

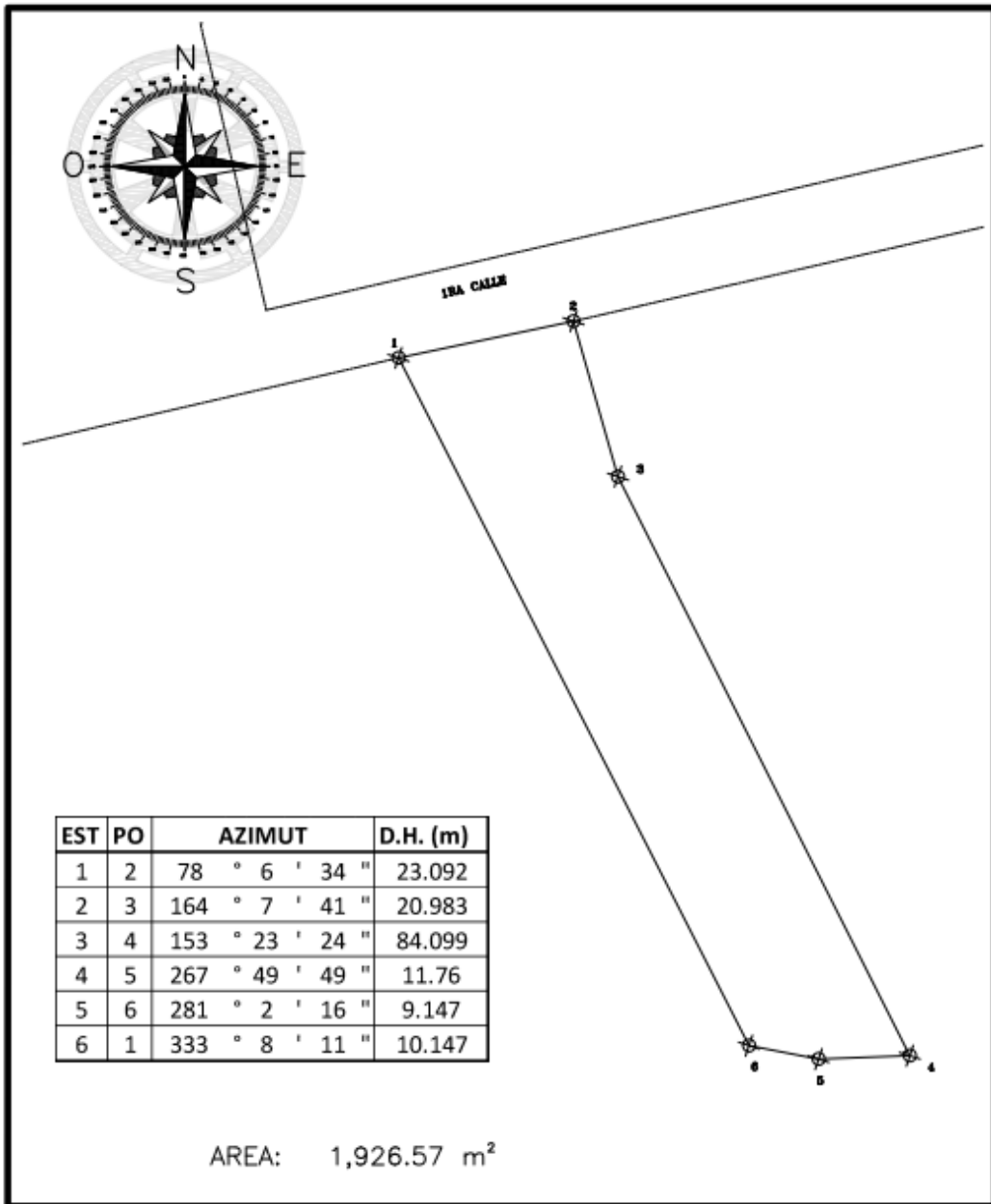




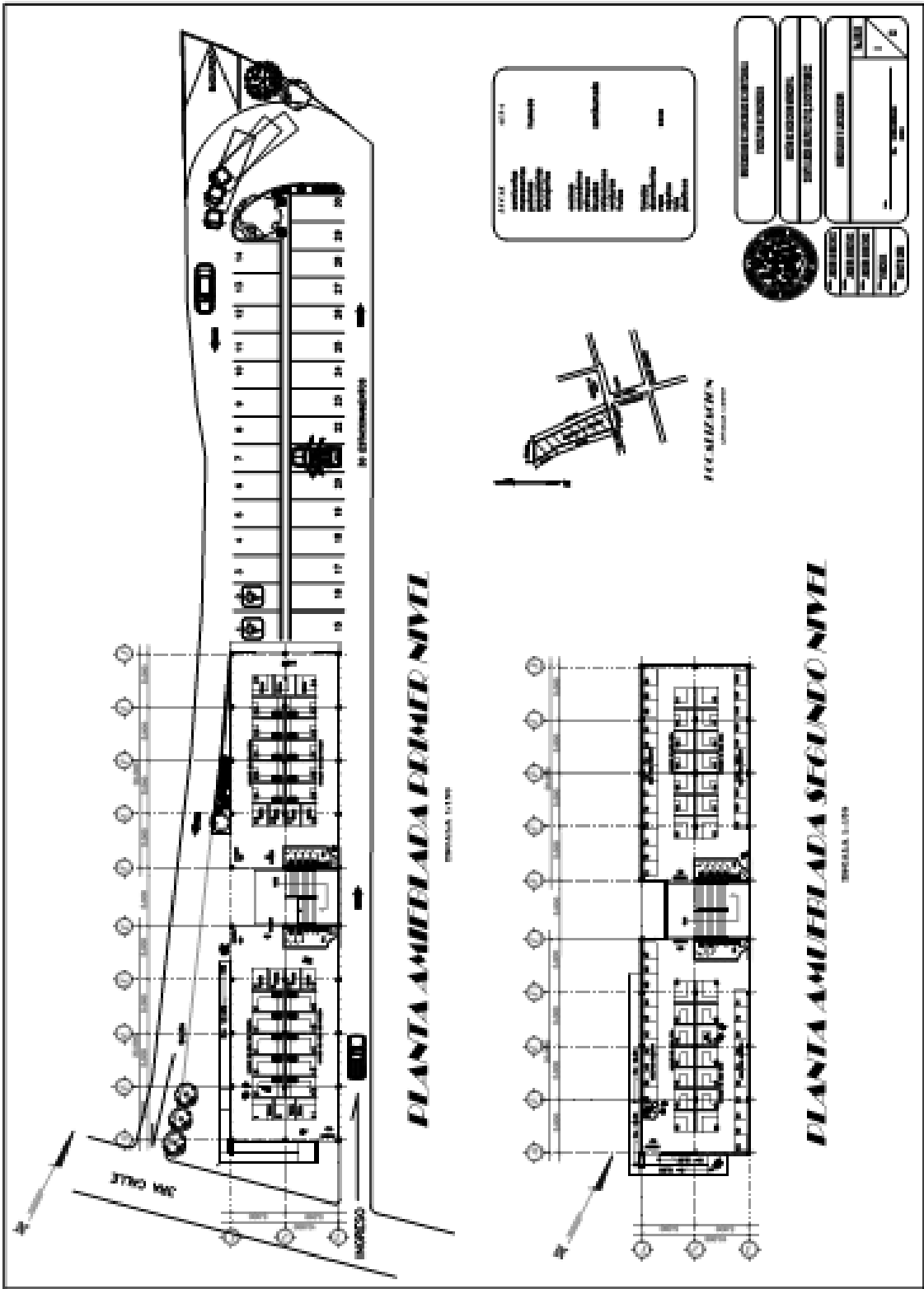
## Apéndice 2. **Planos**

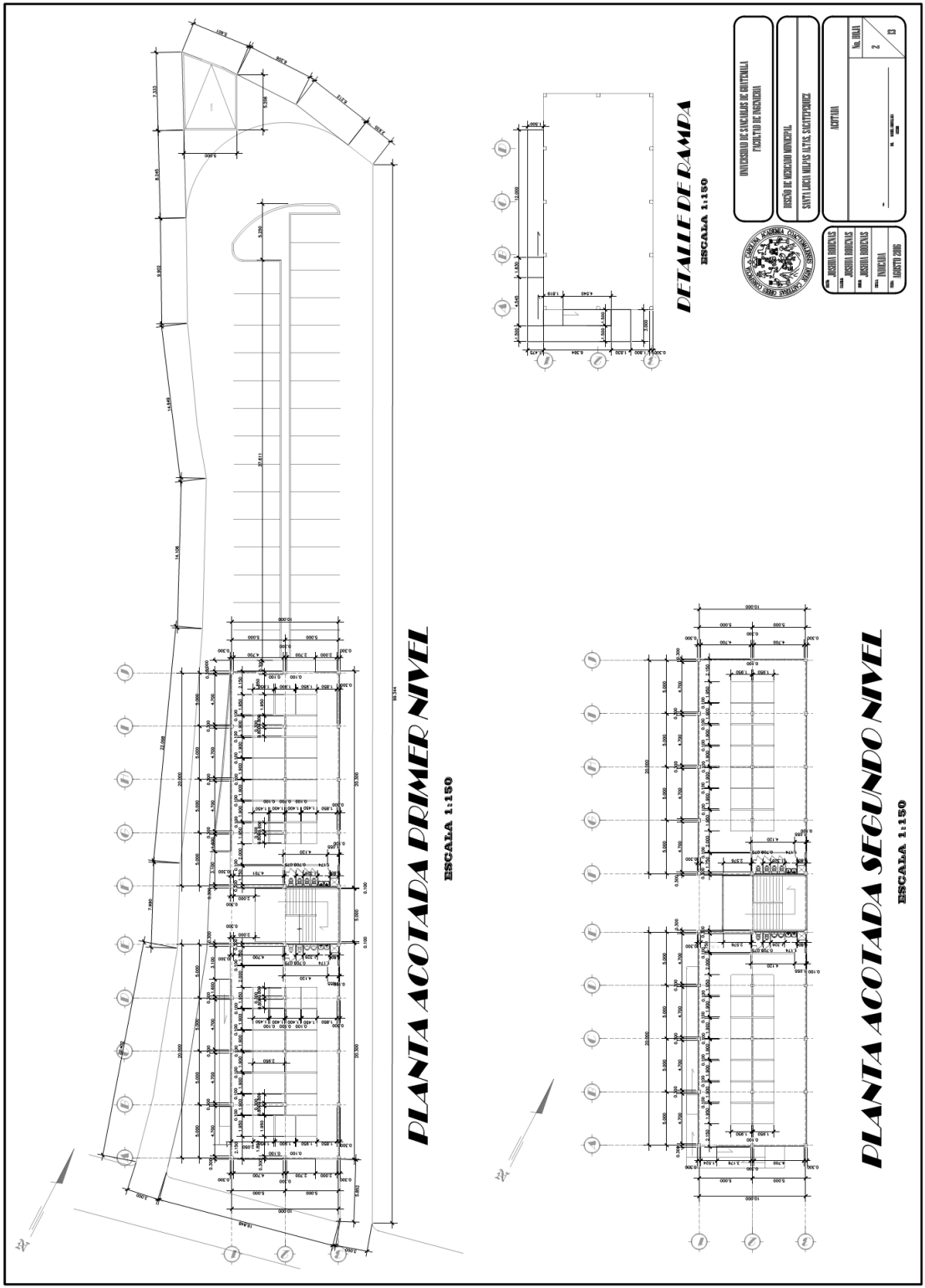
Fuente: elaboración propia.





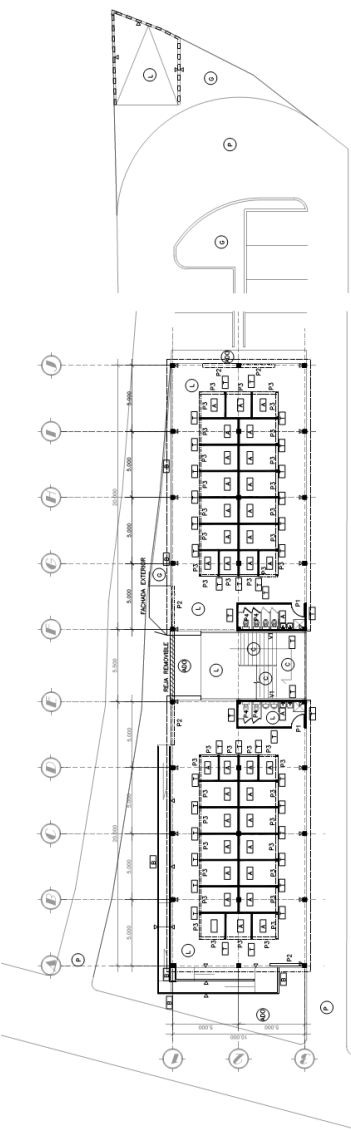
MUNICIPALIDAD DE SANTA LUCIA MILPAS ALTAS SACATEPEQUEZ	<b>PLANO DE UBICACION</b>		TIMBRE
	PROYECTO: MERCADO MUNICIPAL		
	UBICACION: SANTA LUCIA MILPAS ALTAS SACATEPEQUEZ		
	PROPIETARIO: MUNI SALMA	_____ Vo. Bo. Profesional	
	ESCALA: 1/750		
	FECHA: MAYO 2017		



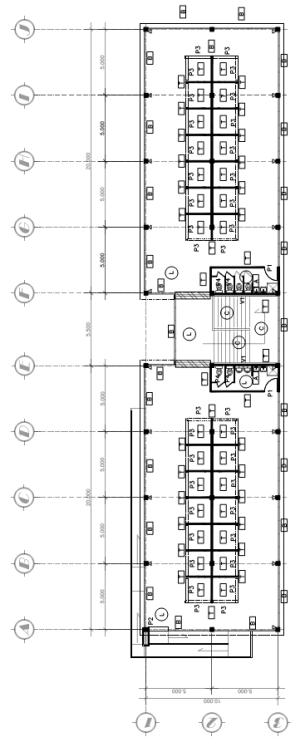


# SIMBOLOGIA

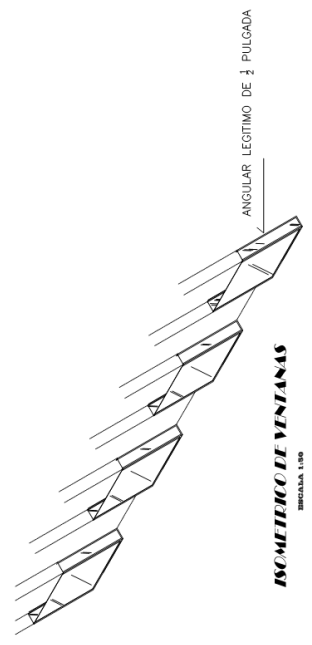
- ▲ AZEADO Y CERRIDO
- PUERNA TIPO 6
- ▼ VENTANA TIPO 1
- BARANDA
- AJUSTEJO APTURA 1.5 m
- TABLAYESO + PINTURA
- PISO DE GRANITO
- ENGRANADO
- PAVIMENTO
- ADOQUIN
- CALCOMANIA ANTIDERRIZANTE
- JUNTA
- FACHADA EXTERIOR



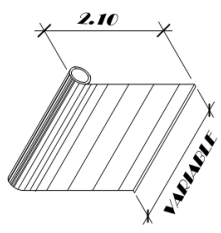
**PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL**  
ESCALA 1:150



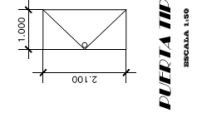
**PLANTA DE ACABADOS SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1:150



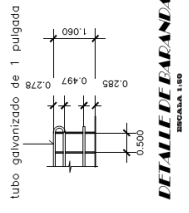
**ISOMETRICO DE VENTANAS**  
ESCALA 1:50



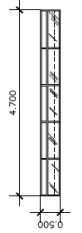
**PUERTA CORREDIZA - TIPO 2 Y 3**  
ESCALA 1:50



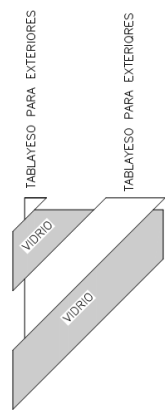
**PUERTA TIPO 1**  
ESCALA 1:50



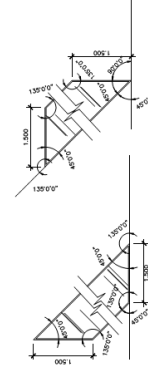
**DETALLE BARANDA**  
ESCALA 1:50




**VENTANA TIPO 1**  
ESCALA 1:50



**DETALLE DE VENTANAS DE FACHADA EXTERIOR**  
ESCALA 1:50



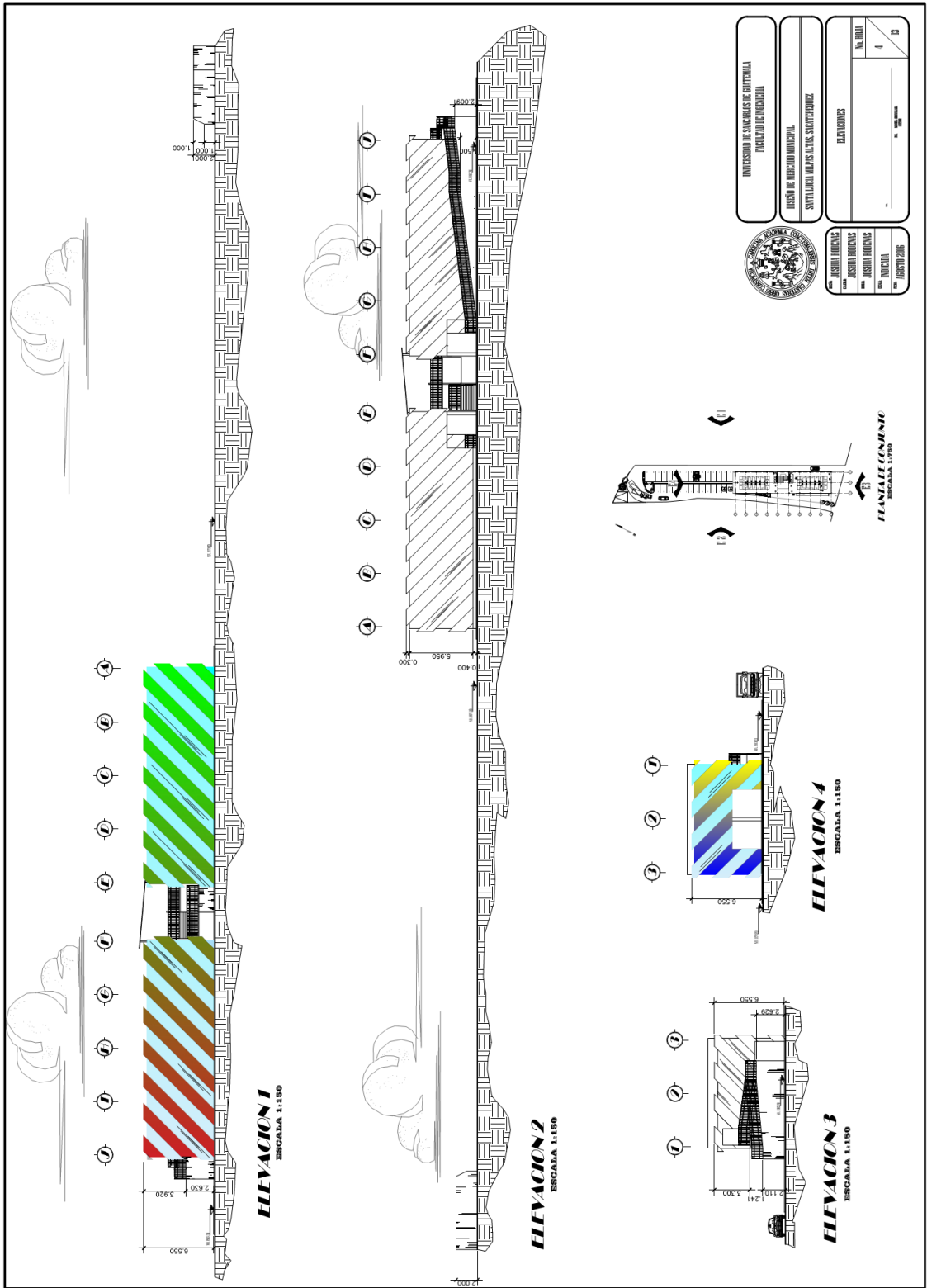


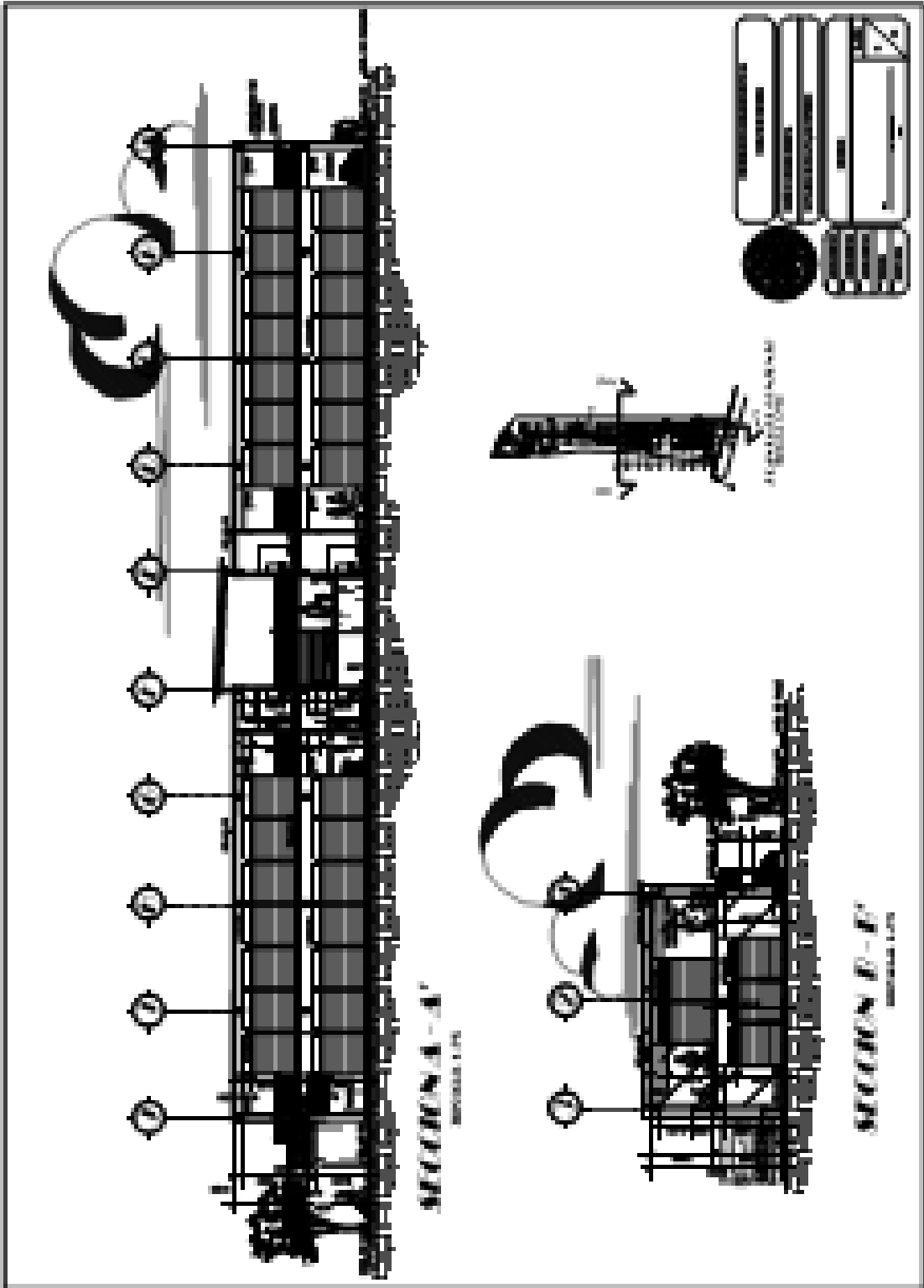
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERIA  
INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL  
SANTILLANA MUJICA ALTAZAR SUAREZ

INGENIEROS

No. INGENIERIA: 3  
No. INGENIERIA: 3  
No. INGENIERIA: 3



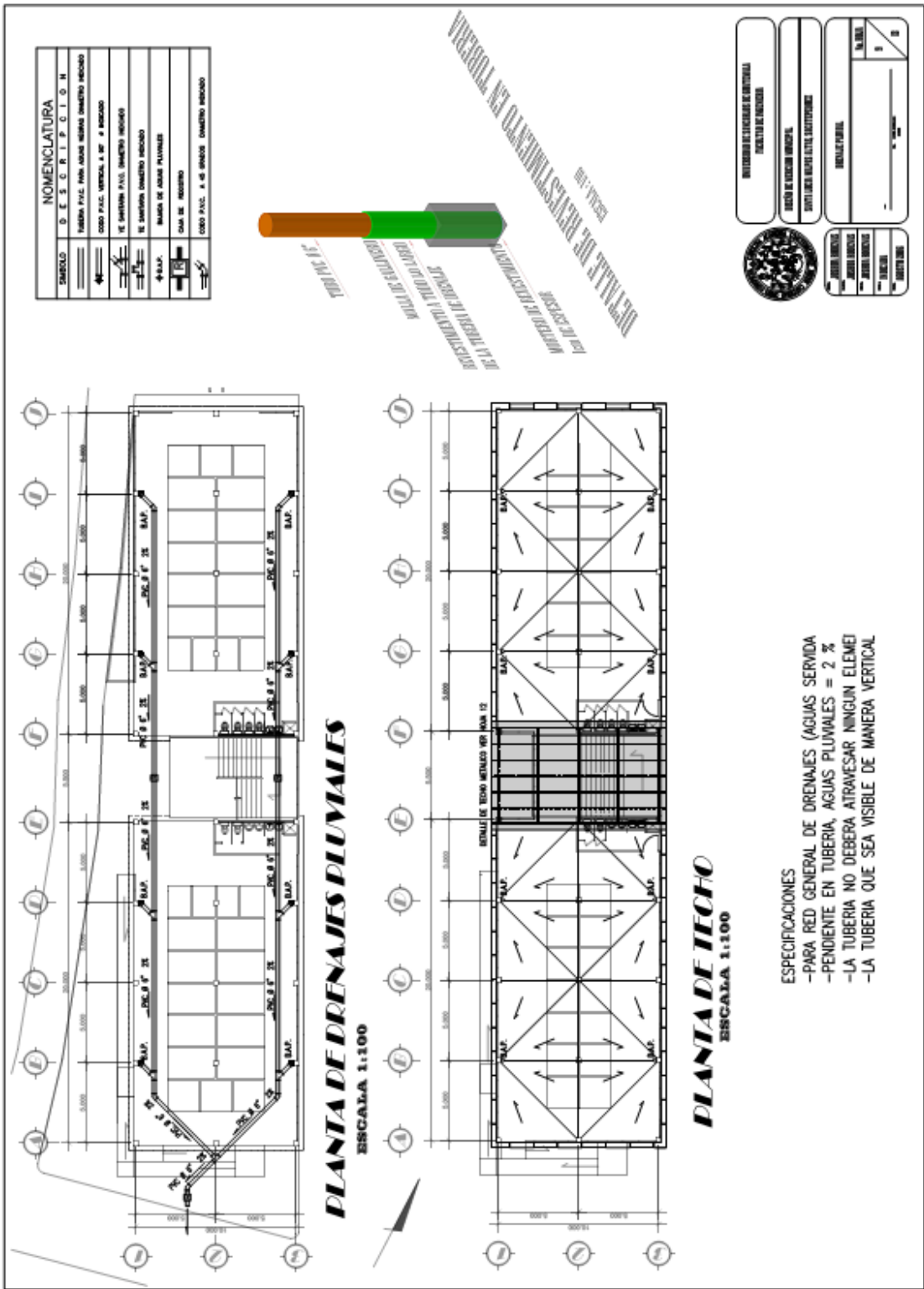
























### DATOS DE CURVAS DE ALINEAMIENTO HORIZONTAL

CURVA No.	RANGO (m)	DEFLEXION A	LONGITUD DE CURVA	SUBTANGENTE (m)	ORIGEN DE CURVA (m)	ORIGEN DE ALICATA (m)	EXTERNAL (m)	ESTACION PC	COORDENADAS P.C. (X, Y)	ESTACION PT	COORDENADAS PT. (X, Y)
CURVA 1	30	31.182	44.72	34.018	30.189	3.31	3.44	0+35.06	9.600, -26.511	8+05.62	34.146, -27.019
CURVA 2	30	45.079	67.53	55.583	83.183	6.29	6.36	0+80.933	201.845, -276.502	6+406.270	209.835, -284.206
CURVA 3	30	26.203	44.18	16.607	43.722	2.73	2.81	0+124.62	203.120, -421.005	6+570.800	206.144, -402.703
CURVA 4	30	39.395	48.76	21.907	46.731	3.05	3.30	0+197.880	493.536, -709.040	6+957.800	506.306, -611.307
CURVA 5	30	6.001	14.13	7.081	14.138	0.22	0.22	1+236.000	526.575, -1264.517	1+740.100	525.505, -1248.618
CURVA 6	30	54.396	37.26	35.149	35.879	4.42	4.96	2+48.000	486.605, -1873.810	2+485.295	497.686, -1867.559
CURVA 7	20	64.594	21.58	12.104	20.458	3.09	3.66	2+131.440	510.932, -1010.000	2+125.020	511.066, -1019.802
CURVA 8	20	57.595	15.08	10.817	18.384	2.45	2.77	2+893.600	426.345, -2191.822	2+808.800	431.080, -2259.198
CURVA 9	34	67.807	22	13.82	19.065	3.52	5.44	2+429.41	462.134, -2225.620	2+461.410	465.552, -2245.663
CURVA 10	24	46.489	12.14	6.46	11.78	1.25	1.35	2+605.80	557.185, -2548.000	2+461.410	552.546, -2555.742
CURVA 11	24	55.131	11.85	7.518	11.85	1.20	1.41	2+711.000	322.386, -2674.666	2+746.140	321.162, -2684.666
CURVA 12	24	41.279	9.85	3.483	10.112	0.90	0.96	2+893.100	241.889, -2545.405	2+900.400	233.535, -2533.178

TANGENTE No.	LONGITUD (m)	EST. INICIO	COORD. DE INICIO (X, Y)	EST. FINAL	COORD. FINAL (X, Y)
TANGENTE 1	26.502	0+000.00	0.000, 0.000	0+35.960	3.660, -35.961
TANGENTE 2	215.291	0+35.960	24.145, -77.019	0+403.910	201.548, -259.002
TANGENTE 3	65.4	0+403.910	203.433, -354.708	0+534.62	295.110, -451.000
TANGENTE 4	259.077	0+534.62	306.154, -467.784	0+917.480	609.576, -709.040
TANGENTE 5	781.15	0+917.480	506.706, -813.387	3+746.660	528.573, -1354.517
TANGENTE 6	507.844	1+740.100	515.595, -1388.616	2+48.000	485.603, -1873.810
TANGENTE 7	18.151	2+48.000	487.686, -1873.810	2+102.440	510.932, -2010.000
TANGENTE 8	264.315	2+102.440	516.080, -2010.000	2+185.600	483.543, -2151.812
TANGENTE 9	55.405	2+185.600	448.961, -2109.796	2+479.41	461.134, -2219.310
TANGENTE 10	151.186	2+479.41	450.553, -2245.661	2+601.80	387.183, -2346.000
TANGENTE 11	120.688	2+601.800	312.346, -2356.742	2+715.000	331.348, -2474.993
TANGENTE 12	100.100	2+715.000	216.162, -2486.666	2+850.150	241.289, -2545.405
TANGENTE 13	68.61	2+850.150	215.595, -2554.770	2+907.000	234.281, -2598.751



MINISTERIO DE TRANSPORTES E INFRAESTRUCTURA

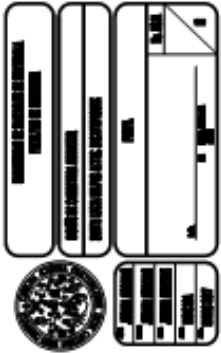
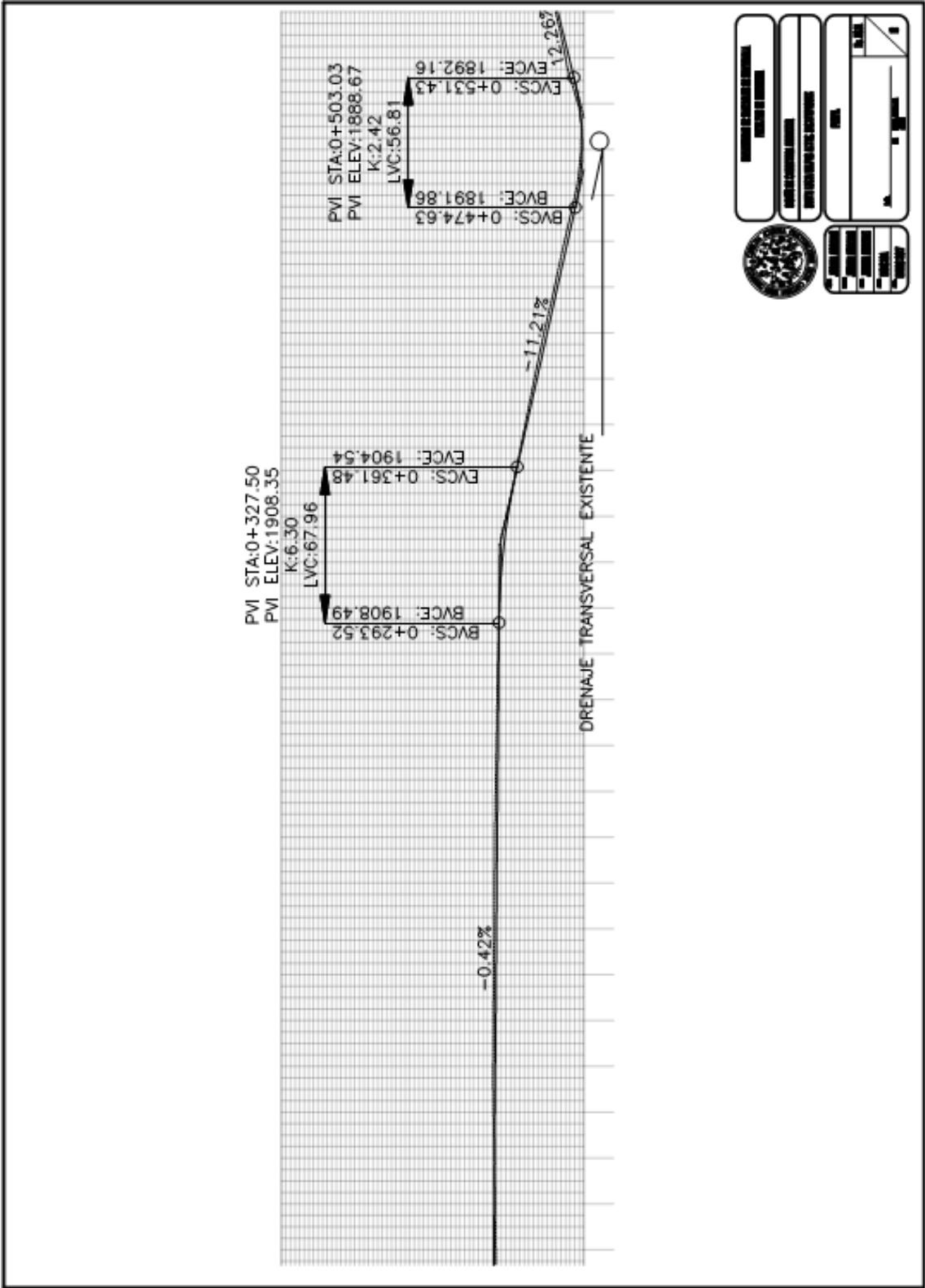
SECRETARÍA DE CALIDAD DE SERVICIOS

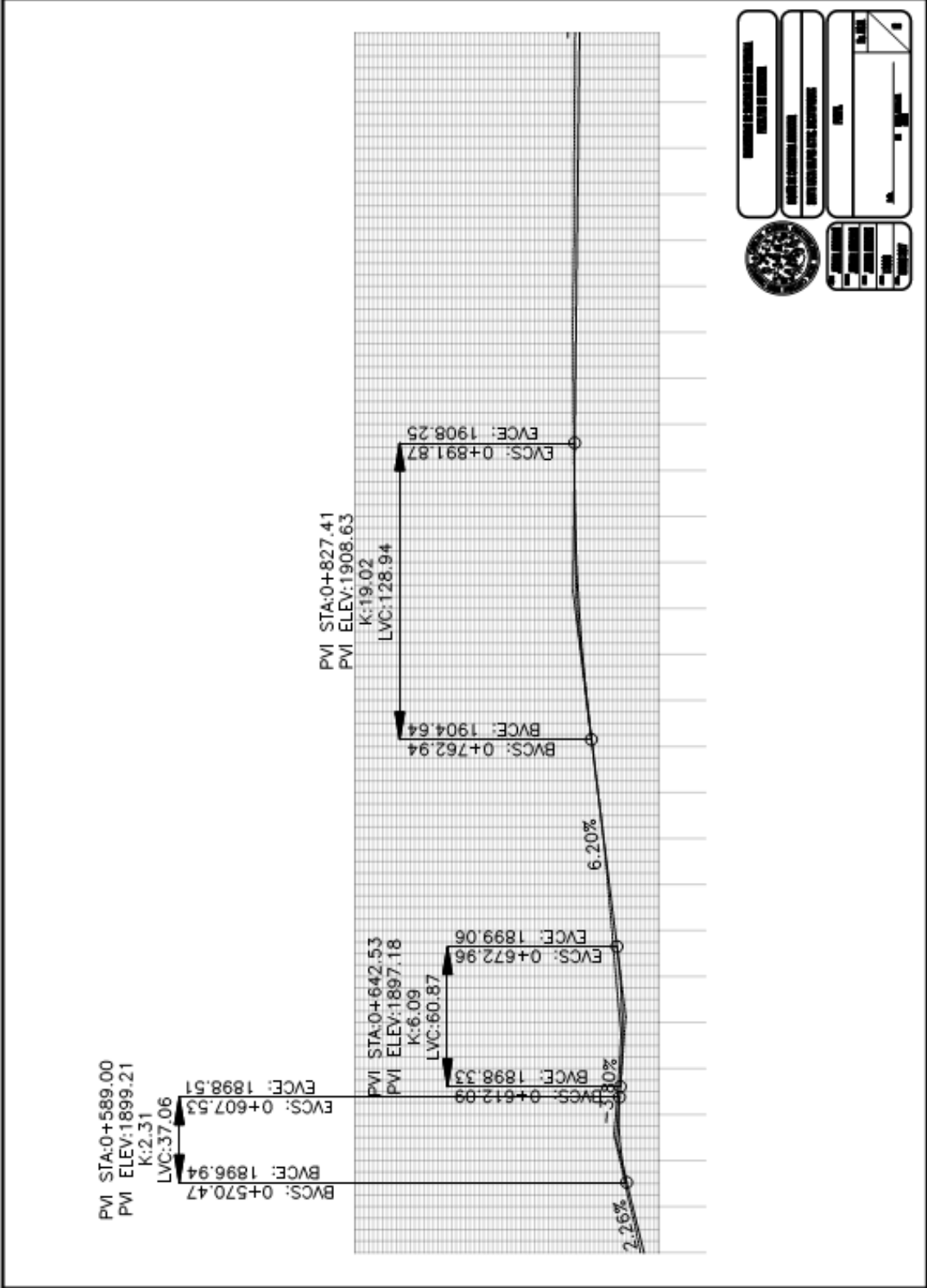
SECRETARÍA DE CALIDAD DE SERVICIOS

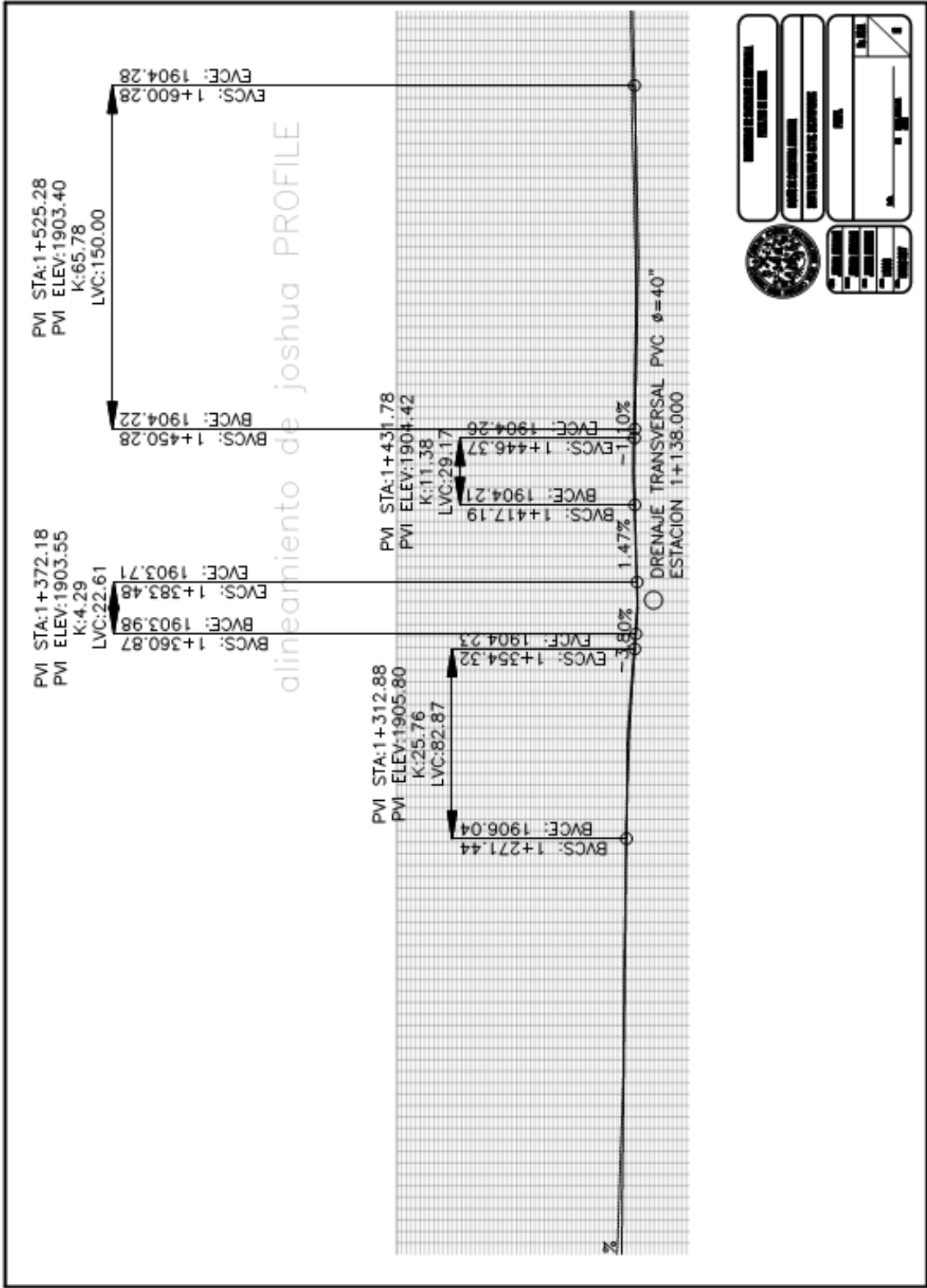
SECRETARÍA DE CALIDAD DE SERVICIOS

SECRETARÍA DE CALIDAD DE SERVICIOS

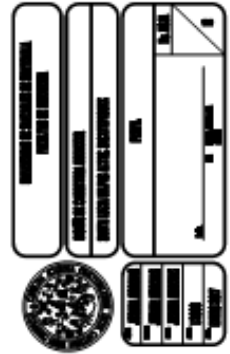
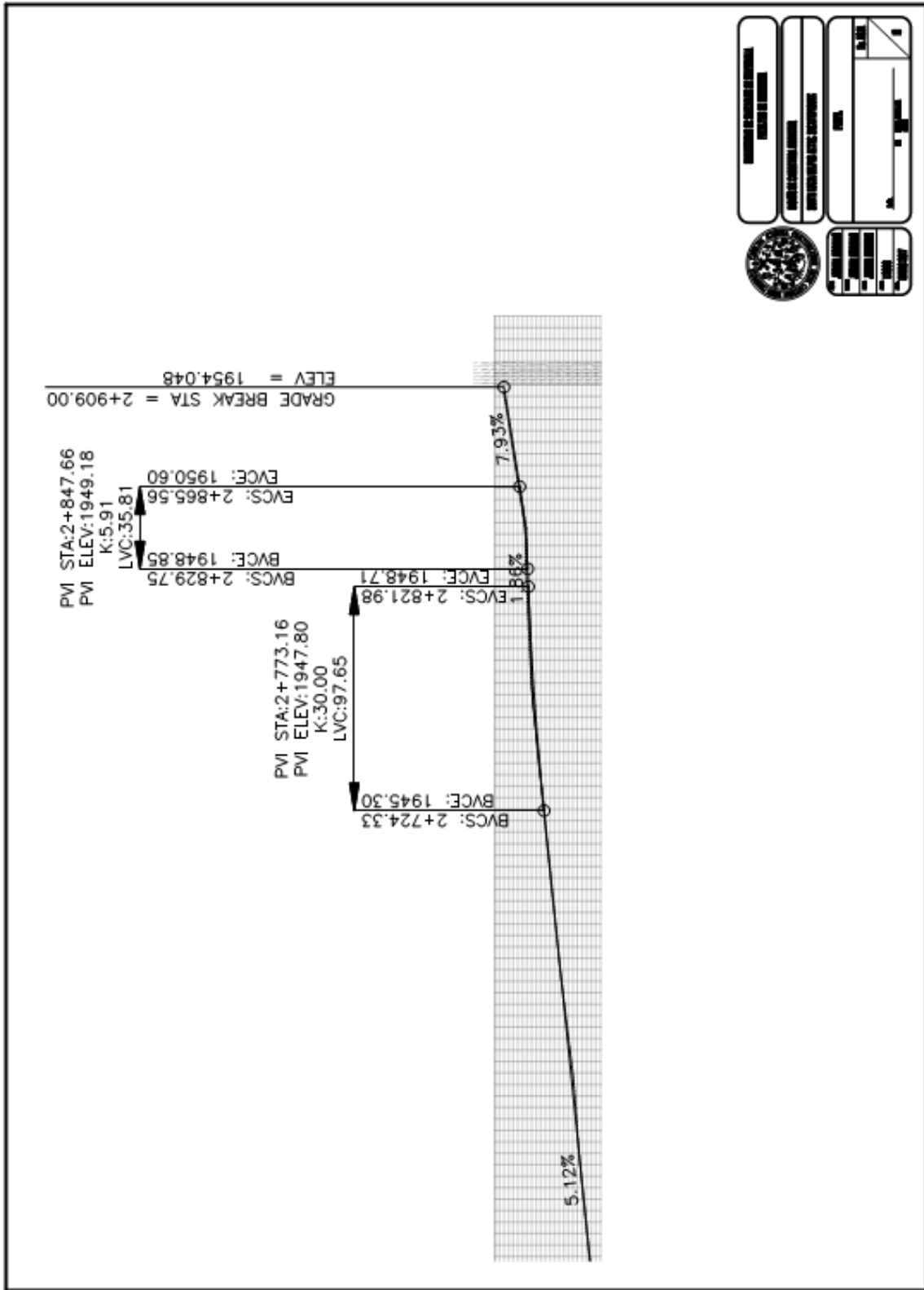






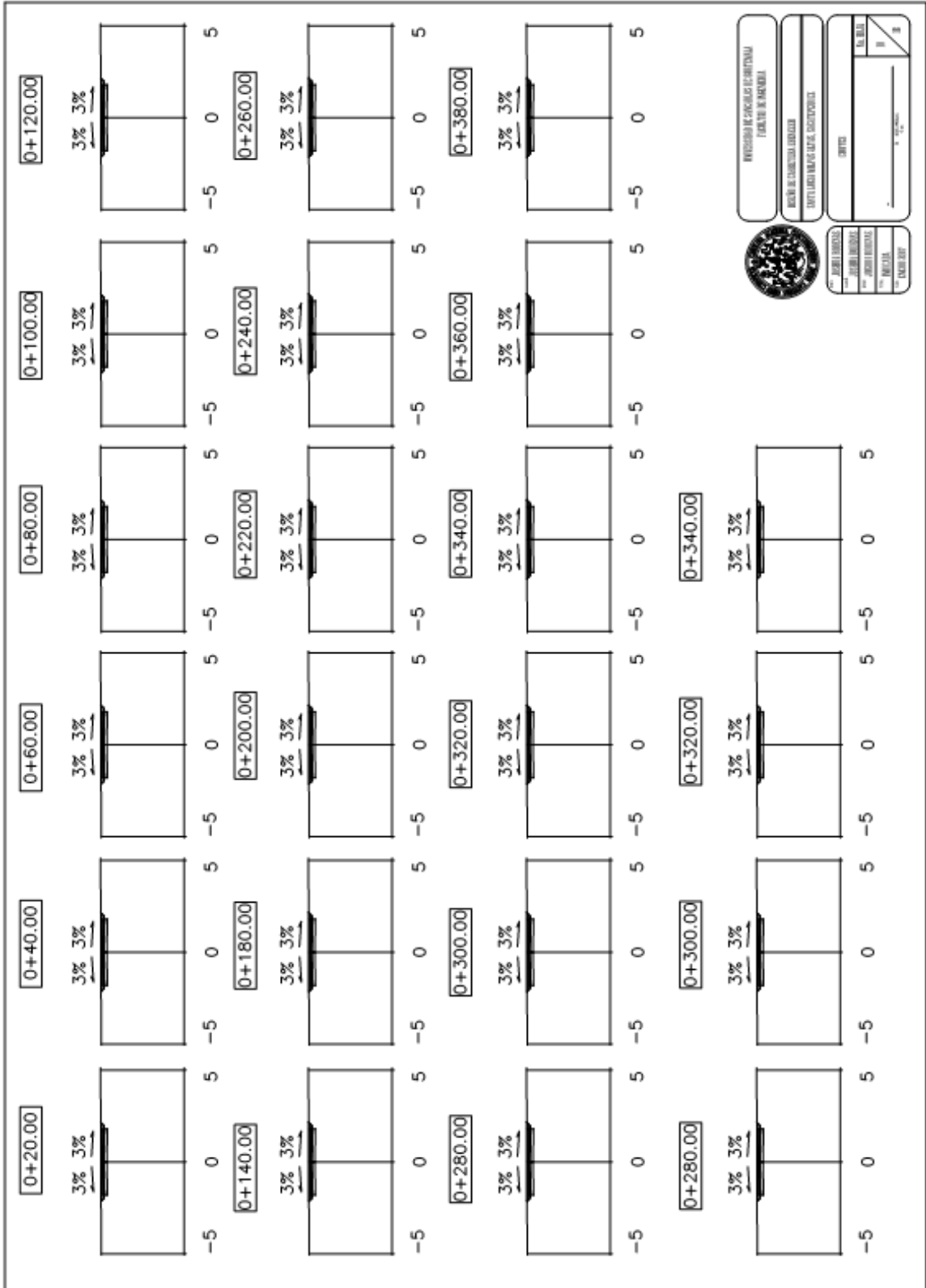








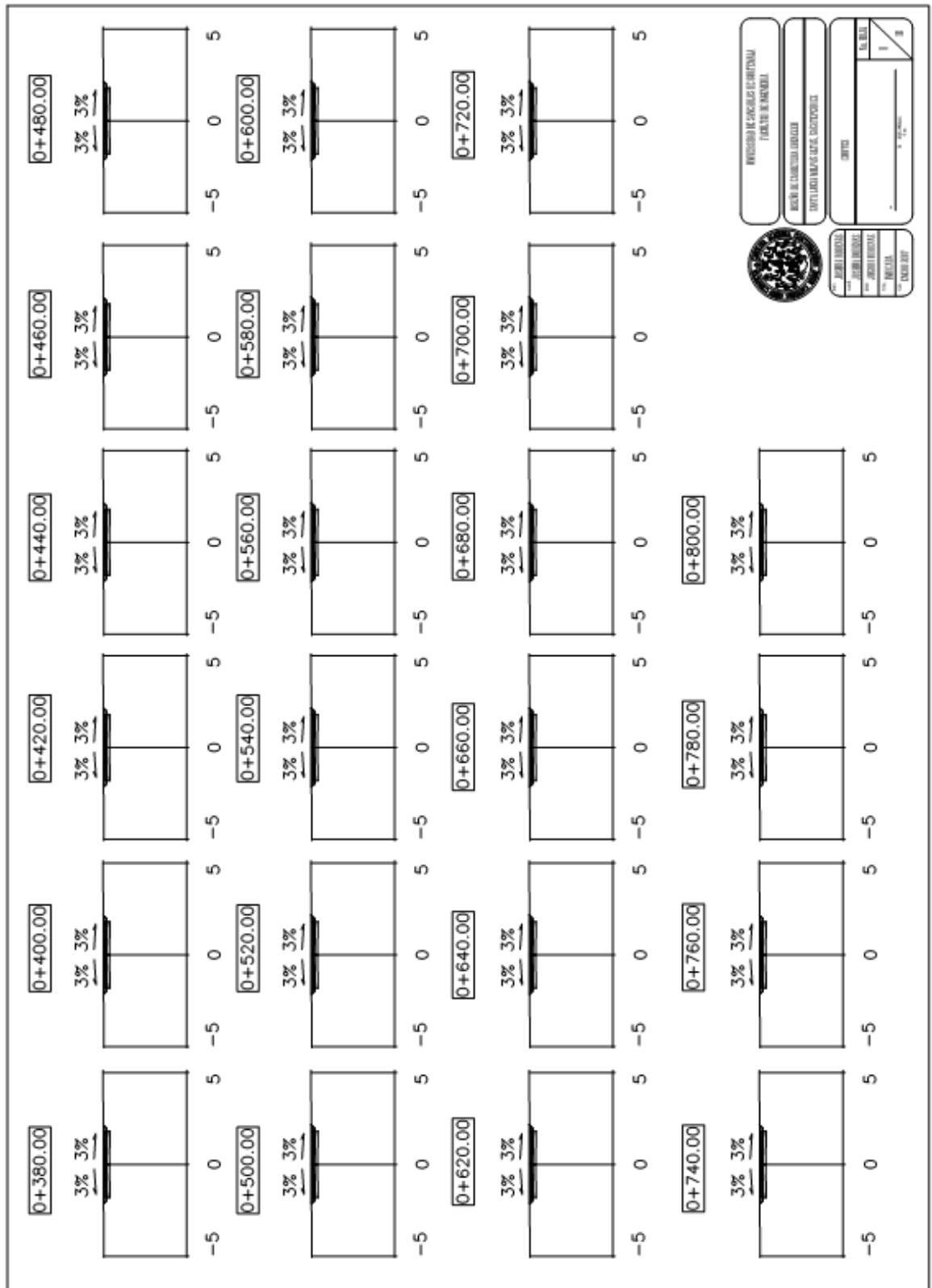




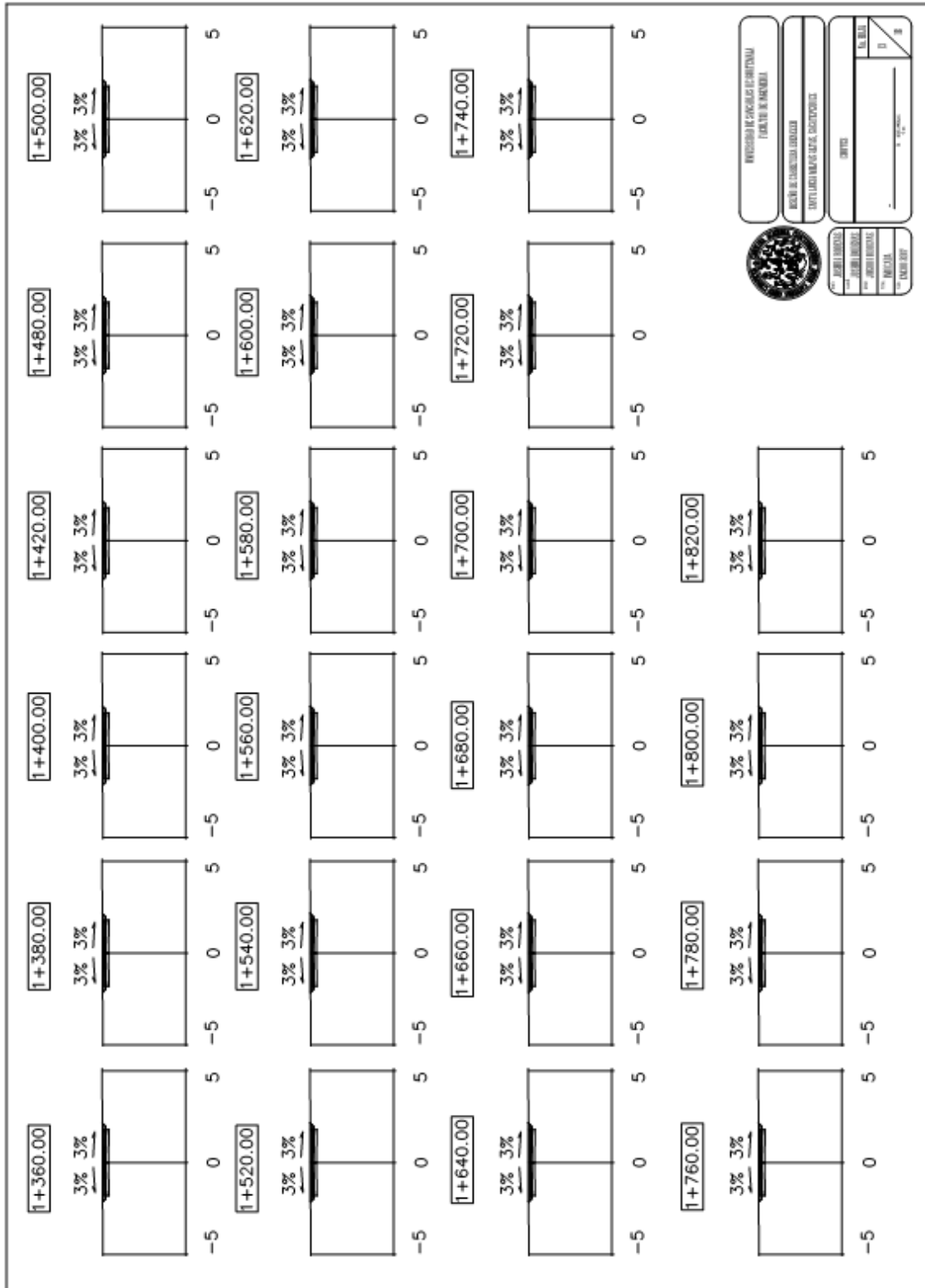

  
 REPUBLIKA SRBIJA  
 MINISTARSTVO PROMETA I INFRASTRUKTURE  
 REPUBLIKE SRBIJE


  
 PROMET I INFRASTRUKTURA  
 REPUBLIKE SRBIJE

BROJ IZVJEŠTAJA: \_\_\_\_\_  
 DATUM: \_\_\_\_\_  
 STRANICA: \_\_\_\_\_  
 UKUPNO: \_\_\_\_\_









<p><b>2+280.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+300.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+320.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+340.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+360.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+400.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>
<p><b>2+420.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+480.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+500.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+520.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+540.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+560.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>
<p><b>2+580.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+600.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+620.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+640.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+680.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+700.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>
<p><b>2+720.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+740.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+760.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>	<p><b>2+780.00</b></p> <p>3% 3%</p> <p>5 0 5 -5</p>		

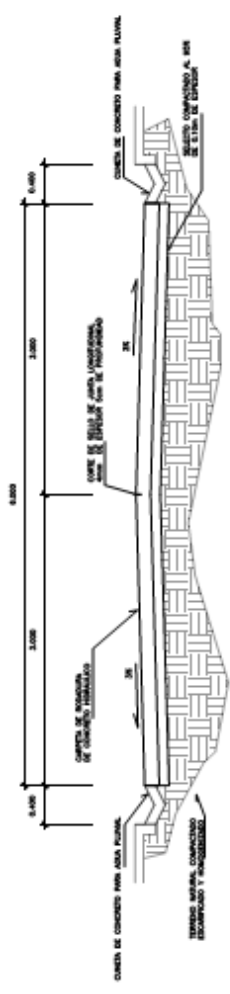
UNIVERSITATEA DE INGINERIE SI ARHITECTURA  
FACULTATEA DE INGINERIE SI ARHITECTURA

NUMARUL DE INREGISTRARE AL PROIECTULUI: \_\_\_\_\_

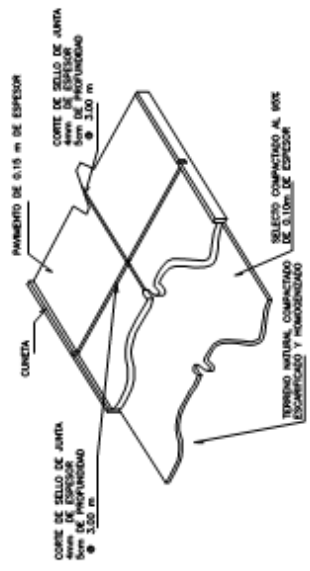
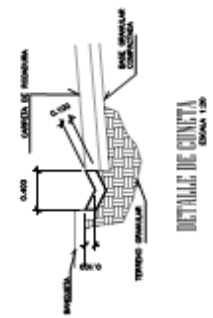
NUMARUL DE INREGISTRARE AL PROIECTANTULUI: \_\_\_\_\_

DATA: \_\_\_\_\_

SCALA: \_\_\_\_\_



**SECCION TRANSVERSAL**  
ESCALA 1:20



- ESPECIFICACIONES**  
 $f_c = 4000 \text{ PSI}$   
 -BASE DE SELECTO DE 0.10m DE ESPESOR COMPACTADO A UN 95% DE SU DENSIDAD MAXIMA  
 CARPETA DE RODADURA  
 -EL PAVIMENTO SERA DE CONCRETO DE 4000 PSI DE 0.15m DE ESPESOR

		INSTITUTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA
AREA DE INGENIERIA CIVIL		AREA DE INGENIERIA CIVIL
TITULO DE INGENIERIA		TITULO DE INGENIERIA
NOMBRE DEL ALUMNO		NOMBRE DEL ALUMNO
NOMBRE DEL TUTOR		NOMBRE DEL TUTOR
FECHA DE ENTREGA		FECHA DE ENTREGA









# ANEXOS

## Anexo 1. Hojas de ensayo



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



---

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR**      **No. 4833**

INFORME No.: 600 S.S.

O.T.: 35,539

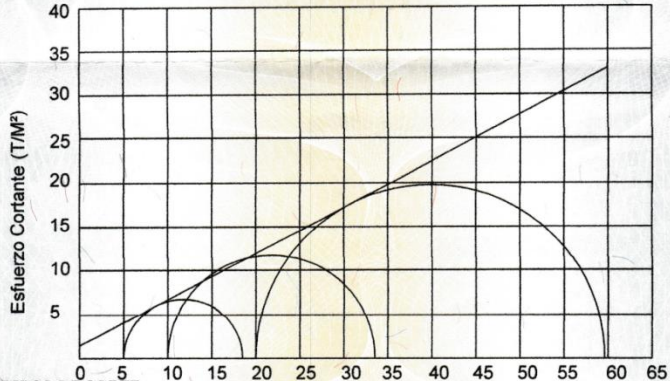
INTERESADO: Joshua Edir Rodenas Contreras

PROYECTO: EPS "Diseño del Mercado Municipal del Municipio de Santa Lucía Milpas Altas, Departamento de Sacatepéquez"

UBICACIÓN: Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez

FECHA: martes, 17 de noviembre de 2015

POZO: 1      PROFUNDIDAD: 1.50 m      MUESTRA: 1



**PARAMETROS DE CORTE:**      **ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 8.41^\circ$**       **COHESIÓN:  $C_u = 1.45 \text{ Ton/m}^2$**

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

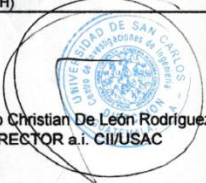
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena Limosa color Café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.


PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	13.49	23.54	39.60
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	1.0	3.0	6.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.34	1.34	1.34
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.80	1.80	1.80
HUMEDAD (%H)	34.71	34.71	34.71

Vo. Bo.




Ing. Pablo Christian De León Rodríguez  
DIRECTOR a.i. CII/USAC

Atentamente,




Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos


FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-8000  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Continuación del anexo 1.



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



---

INFORME No. 599 S.S.

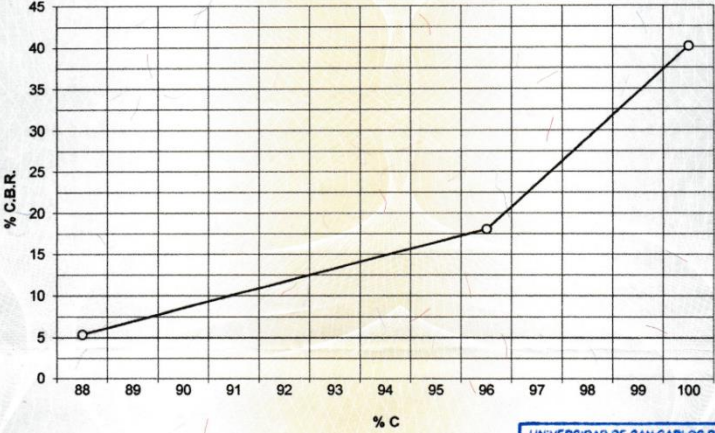
O.T. No. 35,540

No. 4832

Interesado: Joshua Edir Rodenas Contreras  
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O.T-193  
 Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento del Camino de la Ruta RN10 al Limite con Magdalena, Santa Lucía Milpas Altas"  
 Ubicación: Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez  
 Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café  
 Fecha: martes, 17 de noviembre de 2015


PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	$\gamma_d$ (Lb/pie <sup>3</sup> )			
1	10	26.00	77.26	88.8	0.26	5.39
2	30	26.00	83.82	96.3	0.26	18.09
3	65	26.00	87.09	100.1	0.20	40.10

**GRAFICA DE % C.B.R.- % DE COMPACTACION**




Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.

Ing. Pablo Christian De León Rodríguez  
DIRECTOR a.i. CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

---

FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Continuación del anexo 1.

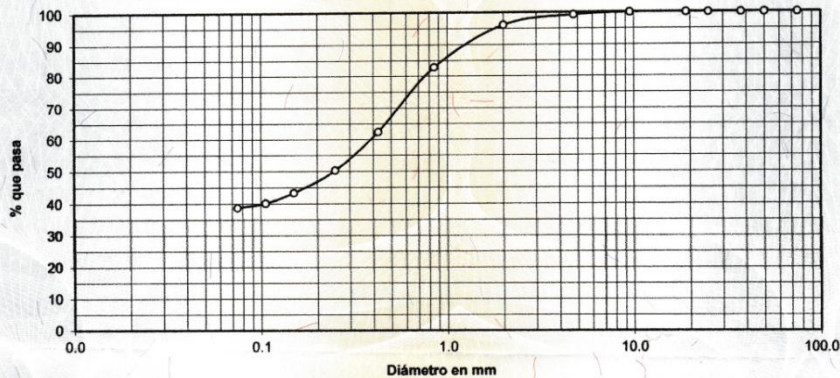


**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Informe No.: 597 S.S. O.T.: 35,540 **No. 4830**  
 Interesado: Joshua Edir Rodenas Contreras  
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo  
 Norma: ASTM D6913-04  
 Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento del Camino de la Ruta RN10 al Límite con Magdalena, Santa Lucía Milpas Altas"  
 Ubicación: Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez  
 Fecha: martes, 17 de noviembre de 2015

Análisis con Tamices:			Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	96.16
2"	50 mm	100.00	20	850 µm	82.90
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 µm	62.48
1"	25 mm	100.00	60	250 µm	50.33
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 µm	43.46
3/8"	9.5 mm	100.00	140	106 µm	40.21
4	4.75 mm	99.28	200	75 µm	38.86



Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café  
 Clasificación: S.C.U.: SM % de Grava: 0.72 D10: \*  
 P.R.A.: A-4 % de Arena: 60.42 D30: \*  
 % de finos: 38.86 D60: 0.40 mm



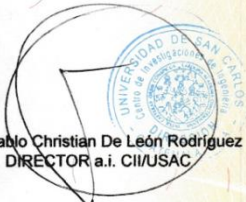

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.  
 \* Diámetro efectivo no aplica.

Atentamente,  
 Vo.Bo. Ing. Pablo Christian De León Rodríguez  
 DIRECTOR a.i. CI/USAC




Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
 Jefe Sección Mecánica de Suelos


Continuación del anexo 1.

	<b>CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b>				
INFORME No. 596 S.S.		O.T.: 35,540			
		<b>No. 4829</b>			
Interesado:	Joshua Edir Rodenas Contreras				
Proyecto:	EPS "Diseño del Pavimento del Camino de la Ruta RN10 al Límite con Magdalena, Santa Lucía Milpas Altas"				
Asunto:	ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG				
Norma:	AASHTO T-89 Y T-90				
Ubicación:	Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez				
FECHA:	martes, 17 de noviembre de 2015				
<b>RESULTADOS:</b>					
<b>ENSAYO No.</b>	<b>MUESTRA No.</b>	<b>L.L. (%)</b>	<b>I.P. (%)</b>	<b>CLASIFICACION *</b>	<b>DESCRIPCION DEL SUELO</b>
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café
(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD					
Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.					
Atentamente,					
Vo.Bo.	 Ing. Pablo Christian De León Rodríguez DIRECTOR a.i. CII/USAC	 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez Jefe Sección Mecánica de Suelos			
FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC— Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121 Página web: <a href="http://cii.usac.edu.gt">http://cii.usac.edu.gt</a>					

Continuación del anexo 1.



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



---

INFORME No. 598 S.S.

O.T.: 35,540

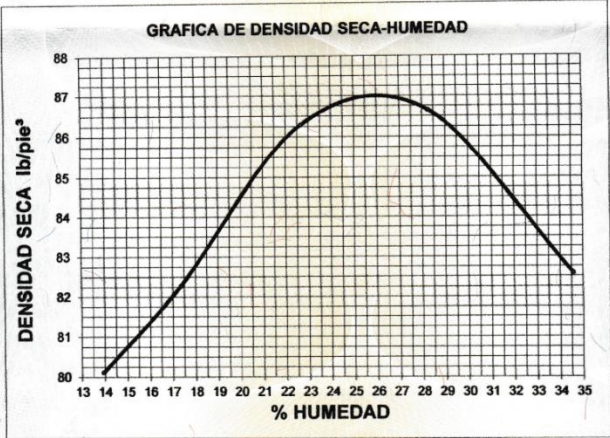
No. **4831**

Interesado: Joshua Edir Rodenas Contreras  
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.  
Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento del Camino de la Ruta RN10 al Límite con Magdalena, Santa Lucía Milpas Altas"

Proctor Estándar: ( ) Norma: A.A.S.H.T.O. T-99  
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180

Ubicación: Santa Lucía Milpas Altas, Sacatepéquez  
Fecha: martes, 17 de noviembre de 2015


**GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD**




% HUMEDAD	DENSIDAD SECA lb/ft³
14	80.0
16	82.0
18	84.0
20	85.5
22	86.5
24	87.0
26	87.0
28	86.5
30	85.5
32	84.0
34	82.0

Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café  
Densidad seca máxima  $\gamma_d$ : 1,393.74 Kg/m<sup>3</sup>      87.00 lb/ft<sup>3</sup>  
Humedad óptima Hop.: 26.00 %  
Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.  
**Atentamente,**

Vo. Bo.



Ing. Pablo Christian De León Rodríguez  
DIRECTOR a.i. CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

---

FACULTAD DE INGENIERÍA –USAC–  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería Usac.

