



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL
CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA
CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**

Josué Absalón Galindo Escobar
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, noviembre de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL
CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA
CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSUÉ ABSALÓN GALINDO ESCOBAR
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2015

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	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
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 DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL
CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA
CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 27 de octubre de 2014.


Josué Absalón Galindo Escobar



Guatemala, 1 de septiembre de 2015
Ref.EPS.DOC.568.09.15

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

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

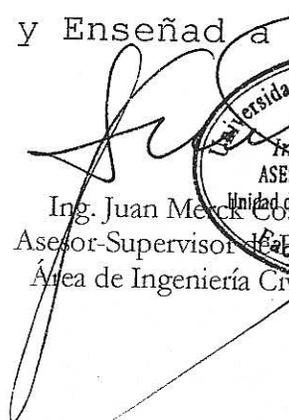
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Josué Absalón Galindo Escobar** con carné No.201020641, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO.**

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. Juan Merck Cos
ASESOR SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

c.c. Archivo
JMC/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
 28 de septiembre de 2015

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

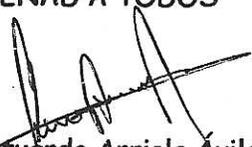
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **Josué Absalón Galindo Escobar**, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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. Mario Estuardo Arriola Ávila
 Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO
 DE
 TRANSPORTES
 USAC

bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
 09 de octubre de 2015

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 DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **Josué Absalón Galindo Escobar**, con Carnet No. 2010-20641, quien contó con la asesoría del Ingeniero Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

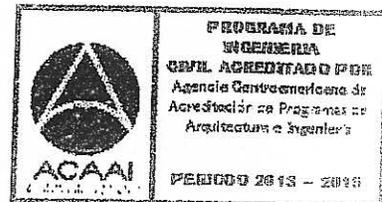

 Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO
 DE
 ESTRUCTURAS
 USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 12 de octubre de 2015
Ref.EPS.D.541.10.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

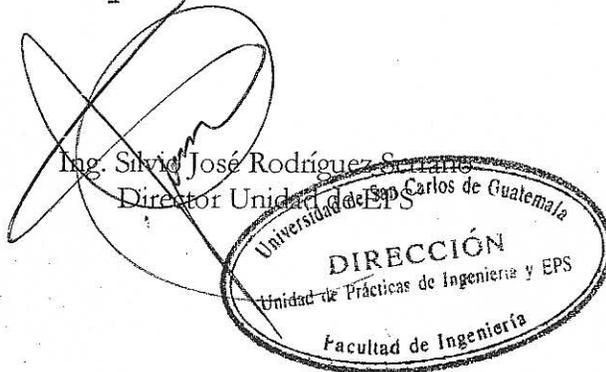
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Josué Absalón Galindo Escobar, carné 201020641**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Josué Absalón Galindo Escobar, titulado **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre 2015.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua

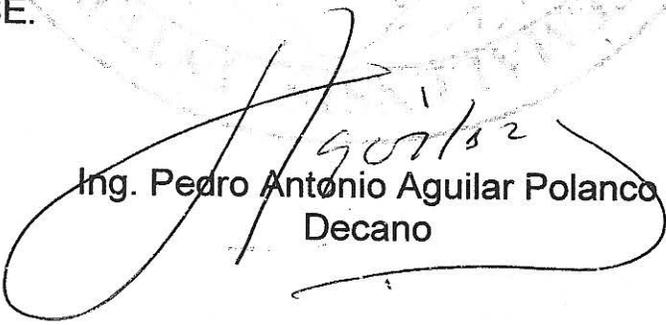




Ref. DTG.598.2015

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 DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM) Y DE LA CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO**, presentado por el estudiante universitario: **Josué Absalón Galindo Escobar**, 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, noviembre de 2015



ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por darme todo lo que tengo.

Mis padres

Juan Carlos Galindo y Lily Escobar de Galindo,
por su amor y apoyo incondicional.

Mis hermanos

Juan Carlos y Elisama Galindo Escobar, por su
apoyo y acompañamiento a lo largo de mi
carrera.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por abrirme las puertas a un mundo nuevo de conocimientos.
Facultad de Ingeniería	Por darme las herramientas para crecer, tanto académicamente como personalmente.
Mis amigos	Daniel Ramos, Juan Diego Edelman, Carlos Grajeda, José Pedro Suntecun, Roger Calderón, Gabriel García, José de La Cruz, Eddy Rodríguez, José Valdez, Silvia Méndez, Alejandro Solórzano y Gabriel Moreira, por su amistad y apoyo a lo largo de mi carrera.
Personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de San Carlos	Por su valiosa ayuda.
Municipalidad de Morazán, El Progreso	Por el apoyo proporcionado a lo largo de mi Ejercicio Profesional Supervisado.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de Morazán, El Progreso	1
1.1.1. Descripción de las necesidades	1
1.1.2. Análisis y priorización de las necesidades.....	4
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	5
2.1. Diseño de la edificación de dos niveles para el Centro de Atención a Discapacitados (CADIM) en Morazán, El Progreso.....	5
2.1.1. Descripción del proyecto	5
2.1.2. Estudio de suelos	6
2.1.2.1. Determinación del valor soporte	7
2.1.3. Diseño arquitectónico	11
2.1.3.1. Requerimiento de áreas	11
2.1.3.2. Distribución de espacios.....	12
2.1.3.3. Alturas y cotas	13
2.1.4. Diseño estructural.....	13

2.1.4.1.	Selección del sistema estructural a utilizar	14
2.1.4.2.	Análisis estructural	14
2.1.4.2.1.	Predimensionamiento estructural	14
2.1.4.2.2.	Cargas verticales y horizontales aplicadas a marcos dúctiles	18
2.1.4.2.3.	Análisis de marcos dúctiles por un método de análisis estructural numérico y comprobación por medio de SAP 2000	70
2.1.4.2.4.	Momentos últimos por envolvente de momentos	77
2.1.4.2.5.	Diagramas de cortes y momentos últimos	81
2.1.4.3.	Dimensionamiento.....	85
2.1.4.3.1.	Diseño de losas.....	85
2.1.4.3.2.	Diseño de vigas.....	97
2.1.4.3.3.	Diseño de columnas....	107
2.1.4.3.4.	Diseño de cimientos....	127
2.1.4.3.5.	Diseño de gradas	162
2.1.5.	Instalaciones eléctricas	170
2.1.6.	Instalaciones hidráulicas	174
2.1.7.	Planos constructivos	182
2.1.8.	Presupuesto	182

2.1.9.	Cronograma de ejecución física y financiera	184
2.1.10.	Evaluación de impacto ambiental inicial (EAI)	186
2.2.	Diseño de la carretera y pavimento a Morazán, El Progreso.....	188
2.2.1.	Descripción del lugar	188
2.2.1.1.	Localización e identificación	188
2.2.1.2.	Vías de comunicación.....	188
2.2.1.3.	Condiciones ambientales.....	189
2.2.2.	Preliminares.....	189
2.2.2.1.	Levantamiento topográfico	189
2.2.2.1.1.	Planimetría	190
2.2.2.1.2.	Altimetría	190
2.2.3.	Diseño geométrico.....	190
2.2.3.1.	Alineamiento horizontal	191
2.2.3.1.1.	Diseño de localización.....	191
2.2.3.1.2.	Tangente y curvas horizontales	193
2.2.3.1.3.	Diseño de curvas horizontales	194
2.2.3.1.4.	Curvas de transición...	197
2.2.3.1.5.	Peralte	198
2.2.3.1.6.	Sobreechancho	198
2.2.3.2.	Alineamiento vertical.....	201
2.2.3.2.1.	Subrasante y pendiente.....	202
2.2.3.2.2.	Curvas verticales y correcciones	203
2.2.4.	Movimiento de tierras	208

2.2.4.1.	Cálculo de áreas de secciones transversales	208
2.2.4.2.	Cálculo de volúmenes	211
2.2.4.3.	Balance y diagrama de masas	214
2.2.5.	Ensayos para la clasificación de los suelos.....	214
2.2.5.1.	Análisis granulométrico	215
2.2.5.2.	Límites de consistencia	216
2.2.5.2.1.	Límite líquido.....	216
2.2.5.2.2.	Límite plástico	216
2.2.5.3.	Determinación del contenido de humedad	217
2.2.5.3.1.	Densidad máxima y humedad óptima	217
2.2.5.4.	Ensayos para la determinación de la resistencia del suelo.....	218
2.2.6.	Diseño de pavimento.....	219
2.2.6.1.	Tipos de pavimento	219
2.2.6.2.	Capas que componen el pavimento ...	220
2.2.6.2.1.	Subrasante.....	220
2.2.6.2.2.	Subbase	221
2.2.6.2.3.	Base	221
2.2.6.3.	Selección del tipo de pavimento	221
2.2.6.4.	Diseño del pavimento seleccionado ...	221
2.2.6.4.1.	Características	221
2.2.6.4.2.	Estructura.....	222
2.2.6.4.3.	Dimensiones	225
2.2.6.4.4.	Juntas	236
2.2.7.	Diseño de drenajes transversales y longitudinales	240

2.2.7.1.	Drenaje longitudinal	240
	2.2.7.1.1. Drenaje transversal	243
2.2.8.	Planos.....	245
2.2.9.	Presupuesto.....	246
2.2.10.	Cronograma de ejecución física y financiera	246
2.2.11.	Evaluación de impacto ambiental inicial (EAI)	248
CONCLUSIONES		249
RECOMENDACIONES		251
BIBLIOGRAFÍA.....		253
APÉNDICES		255
ANEXOS		259

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Planta arquitectónica	15
2.	Elevación arquitectónica, marco eje X	20
3.	Elevación arquitectónica, marco eje Y	25
4.	Planta arquitectónica	39
5.	Elevación arquitectónica eje X	39
6.	Marco típico sentido X, diagrama de cargas verticales y horizontales ...	69
7.	Marco típico sentido Y, diagrama de cargas verticales y horizontales ...	69
8.	Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en vigas en el sentido X.....	71
9.	Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en columnas en el sentido X	71
10.	Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en vigas en el sentido Y.....	72
11.	Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en columnas en el sentido Y	72
12.	Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en vigas en el sentido X.....	73
13.	Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en columnas en el sentido X	73
14.	Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en vigas en el sentido Y.....	74
15.	Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en columnas en el sentido Y	74
16.	Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en vigas en el sentido X.....	75

17.	Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en columnas en el sentido X.....	75
18.	Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en vigas en el sentido Y.....	76
19.	Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en columnas en el sentido Y.....	76
20.	Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) sentido X.....	81
21.	Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) sentido X.....	82
22.	Diagrama de cortes últimos en vigas (kg-m) sentido X.....	82
23.	Diagrama de cortes últimos en columnas (kg-m) sentido X.....	83
24.	Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) sentido Y.....	83
25.	Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) sentido Y.....	84
26.	Diagrama de cortes últimos en vigas (kg-m) sentido Y.....	84
27.	Diagrama de cortes últimos en columnas (kg-m) sentido Y.....	85
28.	Planta de distribución de momentos no balanceados en losa primer nivel (kg-m).....	89
29.	Planta de distribución de momentos balanceados en losa primer nivel (kg-m).....	91
30.	Planta de distribución de momentos no balanceados en losa segundo nivel (kg-m).....	95
31.	Planta de distribución de momentos balanceados en losa segundo nivel (kg-m).....	96
32.	Diagrama de momentos últimos más críticos de todo el sistema	98
33.	Diagrama de corte último actuante en la viga	102
34.	Esquema de armado para viga del primer nivel.....	106
35.	Esquema de armado para viga del segundo nivel	106
36.	Esquema de armado de columna	127
37.	Esquema de armado de zapata Z-2.....	141
38.	Esquema de armado de zapata Z-1.....	161

39.	Sección de solera hidrófuga-cimiento	162
40.	Planta de gradas	164
41.	Esquema de armado de gradas	170
42.	Elementos de curva horizontal simple	195
43.	Tipo de curvas verticales.....	203
44.	Elementos de sección típica.....	209
45.	Secciones de corte y relleno típicas	211
46.	Representación gráfica de volumen de relleno y corte (a)	212
47.	Representación gráfica de volumen de relleno a corte (b)	213
48.	Gráfico para determinación de factor K según valor de CBR	229
49.	Tipos de juntas	239
50.	Sección de cuneta.....	240

TABLAS

I.	Tipos de vivienda	1
II.	Factores de Meyerhoff	10
III.	Dimensiones mínimas de ambientes.....	12
IV.	Datos preliminares	18
V.	Medidas de elementos de concreto.....	40
VI.	Densidades según tipo de material	40
VII.	Peso total del primer nivel	41
VIII.	Peso total segundo nivel	42
IX.	Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	45
X.	Guía para clasificación de sitio.....	46
XI.	Coeficiente de sitio F_a	47
XII.	Coeficiente de sitio F_v	47
XIII.	Tipo de fuente sísmica.....	48

XIV.	Factor Na para periodos cortos de vibración.....	48
XV.	Datos para ajustes	49
XVI.	Factor de determinación de diseño.....	50
XVII.	Coeficientes y factores para diseño de sistema sismorresistentes	53
XVIII.	Datos preliminares (a).....	56
XIX.	Datos preliminares (b).....	57
XX.	Datos preliminares (c).....	58
XXI.	Datos preliminares (d).....	59
XXII.	Datos preliminares (e).....	60
XXIII.	Datos preliminares (f).....	63
XXIV.	Datos preliminares (g).....	63
XXV.	Datos preliminares para eje X.....	65
XXVI.	Datos preliminares para eje Y.....	65
XXVII.	Tabla resumen armado de vigas eje X y eje Y por nivel	106
XXVIII.	Unidades de gasto para tuberías de distribución	176
XXIX.	Gastos probables para el método de Hunter (lts/s).....	177
XXX.	Ecuaciones de intensidad de lluvia por región	179
XXXI.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga	181
XXXII.	Presupuesto del Centro de Atención a Discapacitados (CADIM)	183
XXXIII.	Cronograma de ejecución del Centro de Atención a Discapacitados (CADIM).....	185
XXXIV.	Cuadro de evaluación de impacto ambiental inicial.....	187
XXXV.	Valores K según velocidad de diseño.....	205
XXXVI.	Relaciones de corte y relleno de taludes	210
XXXVII.	Parámetros de índice de plasticidad	217
XXXVIII.	Clasificación de suelos según valor de CBR	218
XXXIX.	Categoría de carretera según densidad de tráfico.....	228
XL.	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de K.....	230

XLI.	Valores K para diseño sobre bases granulares (PCA)	230
XLII.	Valores de K para diseño sobre bases de suelo-cemento (PCA).....	230
XLIII.	TPDC permisible, carga por eje categoría 1 pavimentos con juntas con agregados de trabe (no necesita dovelas).....	231
XLIV.	TPDC permisible, carga por eje categoría 2 pavimentos con juntas doveladas.....	231
XLV.	TPDC permisible, carga por eje categoría 2 pavimentos con juntas con agregados de trabe	232
XLVI.	TPDC permisible, carga por eje categoría 3 pavimentos con juntas doveladas.....	232
XLVII.	TPDC permisible, carga por eje categoría 3 pavimentos con juntas con agregado de trabe	233
XLVIII.	TPDC permisible, carga por eje categoría 4 pavimentos con juntas doveladas.....	234
XLIX.	TPDC permisible, carga por eje categoría 4 pavimentos con juntas con agregado de trabe	234
L.	Presupuesto proyecto diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso.....	246
LI.	Cronograma de ejecución física y financiera del proyecto diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso	247
LII.	Evaluación de impacto ambiental inicial (EAI) del proyecto diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso	248

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h_v	Altura de la viga
A_s	Área de acero
A_{s máx}	Área de acero máxima
A_{s mín}	Área de acero mínima
A_v	Área de la varilla
A_g	Área gruesa
P_t	Carga de trabajo
W	Carga distribuida
CM	Carga muerta
CMU	Carga muerta última
P	Carga puntual
CU	Carga última
CV	Carga viva
CVU	Carga viva última
cm	Centímetro
cm²	Centímetro cuadrado
cm³	Centímetro cúbico
k	Coefficiente de longitud efectiva
C_b	Coefficiente para momento método 3 ACI, lado mayor
C_a	Coefficiente para momento método 3 ACI, lado menor
K	Constante para diseño de curvas verticales
ρ	Cuantía de acero
CM	Cuerda máxima

Δ	Deflexión
\emptyset	Diámetro
V	Esfuerzo de corte
Vr	Esfuerzo de corte resistido
fy	Esfuerzo de fluencia de acero
FS	Factor de seguridad
G	Grado de curvatura
kg	Kilogramo
kg*m	Kilogramo por metro
kg/m ²	Kilogramo sobre metro cuadrado
kg/m ³	Kilogramo sobre metro cúbico
Lc	Longitud de curva
m ²	Metro cuadrado
m	Metro lineal
MB	Momento balanceado
Mb	Momento del lado mayor
Ma	Momento del lado menor
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
P%	Pendiente en porcentaje
d	Peralte efectivo
t	Peralte total
q	Presión sobre el suelo por debajo de la zapata
R	Radio
Rec	Recubrimiento
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
St	Subtangente
ton	Tonelada
VS	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto.
Área de acero mínima	Cantidad de acero determinada por la sección y el límite de fluencia.
Análisis estructural	Proceso para determinar la respuesta de la estructura ante las acciones que puedan afectar su integridad.
Cabezal	Muro central de entrada y salida de las tuberías; diseñado y construido para sostener y proteger los taludes y encauzar las aguas.
Carga muerta	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
Carga viva	Peso variable debido al personal, maquinaria móvil, entre otros, soportado por un elemento.
Cimiento corrido	Es el que se construye debajo de un muro.

Columna	Elemento cuya función es resistir carga axial de compresión; que tiene una altura, por lo menos, tres veces su menor dimensión lateral.
Comunidad	Conjunto de personas que viven bajo ciertas reglas y que tienen algo en común.
Concreto	Es una mezcla adecuadamente proporcionada de cemento, agregado fino, agregado grueso y agua.
Concreto reforzado	Concreto que contiene el refuerzo de acero.
Confinamiento	El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial; las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo; el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
Cuneta	Zanja lateral paralela al eje de la carretera; construida entre los extremos de los hombros y al pie de los taludes.
Diseño	Trazo o delineación de la distribución y orden de los elementos estructurales que componen un edificio.

Dimensionamiento	Trazo o delineación de la distribución u orden de los elementos estructurales que componen un edificio.
Drenajes	Controlan las condiciones de flujo de agua en terracerías, mejoran las condiciones de estabilidad de cortes, terraplenes y pavimentos.
Estribo	Elemento de una estructura que resiste el esfuerzo cortante.
Mampostería	Obra hecha con elementos sobrepuestos como <i>block</i> o ladrillo.
Momento	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Momento resistente	Es el momento que puede resistir una estructura con cierta cantidad de acero.
Predimensionamiento	Es dar medidas preliminares a los elementos que componen una estructura.
Rasante	Es el nivel de la superficie de rodamiento de una carretera o camino.

Relleno	Es el material especial o de terracería; uniformemente colocado y compactado en las partes laterales y superior de las cajas, así como atrás de los aletones.
Sección típica	Es toda la extensión de la carretera; tiene una sección que permanece uniforme la mayoría de las veces.
Solera	Elemento estructural horizontal de un muro que resiste esfuerzos y confina los muros.
Topografía	Proceso para determinar el relieve de una superficie.
Zapata	Elemento cuya función es transmitir los esfuerzos de las columnas al suelo.

RESUMEN

El programa de EPS se realizó en la Municipalidad de Morazán, El Progreso. Después de un diagnóstico y evaluación de necesidades, se estableció que era prioritario el diseño de una edificación de dos niveles para un centro de atención a discapacitados en la cabecera municipal, así como el de una carretera que conecte la CA-14 con dicha cabecera; esto para apoyar al área de salud y vías de comunicación en el municipio.

En el capítulo uno se desarrolla la fase de investigación, la cual contiene un diagnóstico sobre las necesidades en servicios básicos y de infraestructura para identificar las prioritarias del municipio de Morazán, El Progreso.

En el capítulo dos se desarrolla el diseño de la edificación de dos niveles para el Centro de Atención a Discapacitados (CADIM) y el diseño de la carretera y pavimento que conecta a la cabecera municipal de Morazán con la carretera CA-14.

OBJETIVOS

General

Diseñar la edificación de dos niveles para el Centro de Atención a Discapacitados (CADIM) y de la carretera de acceso principal que conecta la carretera CA-14 con la cabecera municipal de Morazán, El Progreso.

Específicos

1. Determinar mediante un proceso de diagnóstico las necesidades de servicios básicos e infraestructura en el municipio de Morazán, El Progreso.
2. Brindar a la Municipalidad de Morazán, El Progreso, el diseño y planificación de una edificación de dos niveles para el Centro de Atención para Discapacitados.
3. Contribuir a mejorar la calidad de vida de las personas con discapacidad del municipio de Morazán, El Progreso, así como la de sus familias.
4. Contribuir a mejorar el desarrollo económico del municipio de Morazán, El Progreso, con el proyecto de una carretera de acceso.
5. Aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil, en el área de estructuras y carreteras.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Morazán, El Progreso, posee distintas necesidades en el área de salud, comunicaciones, vivienda, entre otros. Se realizó un proceso de diagnóstico con el fin de evaluar las aquellas que fueran prioritarias, y seleccionar las que ameritaban una atención inmediata.

En el área de salud se determinó que el Centro de Atención a Discapacitados (CADIM) no cuenta con instalaciones adecuadas para las actividades que ahí se realizan, dando como resultado un servicio poco eficiente a la población que lo requiere. También se estableció que una de las rutas de acceso al municipio no posee las condiciones adecuadas para el tránsito de vehículos, afectando de esta manera al transporte particular y colectivo en el lugar.

Para solventar los problemas anteriormente mencionados, se propone el diseño de la carretera y pavimento para el camino que comunica la cabecera municipal de Morazán, El Progreso, con la carretera CA-14, y el diseño para la edificación del Centro de Atención a Discapacitados (CADIM).

Se realizaron los estudios para cada uno de los proyectos, donde se incluyen: levantamientos topográficos, estudios de suelos, aspectos socioeconómicos del municipio y los concernientes a la parte técnica.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de Morazán, El Progreso

Este proceso permite el análisis de las necesidades de servicios básicos y la selección de las más apremiantes.

1.1.1. Descripción de las necesidades

Condiciones de vivienda: el municipio de Morazán tiene un total de 4 159 viviendas, de las cuales el 96,53 % posee el servicio de agua potable; un 92,97 % tiene servicio de letrina o inodoro; solamente un 37,57 % de la población cuenta con servicios básicos de alcantarillado para las aguas servidas, esto en la parte del valle. A continuación se describen los tipos de vivienda que prevalecen en el municipio y la cantidad aproximada de cada tipo.

Tabla I. Tipos de vivienda

TIPO DE VIVIENDA						
Formal	Apartamento	Cuarto en casa de	Rancho	Casa Improvisada	Otro	Total
4 000	15	30	54	40	20	4 159

Fuente: elaboración propia.

El 60,07 % de las viviendas en el municipio están construidas con muros de *block* y el 39,93 % se construyó con madera; el 65 % posee techo de lámina

y el 35 % utilizó teja; el 70 % de las viviendas tiene piso de concreto y el 30 % ladrillo de cemento.

Salud: el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social da cobertura al municipio de Morazán por medio de un centro y 5 puestos de salud que se ubican en diferentes comunidades. En el municipio no existen clínicas privadas, sin embargo, hay farmacias que ofrecen un servicio de consulta general cada cierto tiempo. En el municipio funciona el Centro de atención a Discapacitados (CADIM), el cual brinda servicios a 300 personas con diferente tipo de discapacidad. Actualmente el centro funciona en un área no apta para el tipo de servicio que ofrece, debido a que es reducida.

Infraestructura educativa: en el año 2010 se determinó que el municipio de Morazán cuenta con 73 establecimientos educativos, distribuidos entre los niveles preprimario, primario, secundario y diversificado. Dos academias de mecanografía y una de computación. La mayoría de los establecimientos del nivel primario poseen con edificios propios, ubicados cerca de amenazas como hundimientos, deslizamientos, entre otras. El análisis de vulnerabilidad, específicamente en el aspecto estructural, dio como resultado que más del 50 % de los establecimientos se construyeron con materiales inadecuados. En los últimos años la municipalidad desarrolló un plan de mantenimiento y mejoramiento, para los establecimientos educativos del municipio.

Servicio de agua: en la actualidad la mayoría de viviendas cuentan con servicio de agua clorada en el municipio, sin embargo, las aldeas más alejadas de la cabecera municipal no poseen este servicio en sus viviendas, solamente poseen servicios prediales. Es importante mencionar que los proyectos de agua potable en algunas comunidades son administrados por comités específicos,

quienes se encargan de realizar los cobros por el servicio y darle mantenimiento al sistema.

Drenajes: la cobertura de la red de drenaje en el municipio es aceptable, está concentrada más en el área urbana. Las aldeas poseen otros tipos de tratamiento como lo son las fosas sépticas y letrinas. El municipio cuenta con una planta de tratamiento, la cual está fuera de funcionamiento temporalmente.

Servicio de energía eléctrica: actualmente el servicio es prestado a más del 90 % de las viviendas en todo el municipio.

Comunicaciones: el municipio cuenta con servicio de transporte que presta sus servicios hacia la cabecera departamental, hacia Salamá, la ciudad capital y para las diferentes aldeas del municipio. La calidad de servicio es calificada por los usuarios como deficiente, ya que para la ciudad capital solamente están en funcionamiento dos unidades que salen por la mañana y regresan por la tarde. Debido a que la mayoría de carreteras que dan acceso a las aldeas son de terracería y están en malas condiciones, las unidades que prestan el servicio de transporte hacia las comunidades son escasas.

El municipio cuenta con dos entradas de acceso principales, uno sirve para el transporte que viene de la ciudad capital y el otro sirve para el que viene de Cobán; este último en la actualidad es de terracería, por lo que se dificulta su uso, especialmente en época de invierno, lo cual perjudica a comerciantes y a personas en general.

1.1.2. Análisis y priorización de las necesidades

Después de un periodo de reconocimiento y diagnóstico se determinó que las necesidades prioritarias son: la edificación para el Centro de Atención a Discapacitados y la carretera de acceso principal al municipio.

El Centro de Atención a Discapacitados brinda ayuda a un número considerable de personas, por lo que es de gran beneficio al municipio, demandando que sus instalaciones sean adecuadas y posean la capacidad necesaria para otorgar un buen servicio; por esta razón se requiere de una edificación con todos los servicios que debe tener este tipo de institución.

Tanto el transporte comercial como el de personas, se ven afectados por las deficiencias en la red vial del municipio. Debido a que solamente funciona la ruta de acceso principal pavimentada, por lo que las personas y comerciantes están limitados, en cierta manera, a transitar camino al centro del municipio o a las aldeas aledañas.

Esta razón orientó a que fuera una necesidad prioritaria a atender.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de la edificación de dos niveles para el Centro de Atención a Discapacitados (CADIM) en Morazán, El Progreso

El proyecto se realizará en la cabecera municipal, en un terreno perteneciente a la Municipalidad. La edificación será de dos niveles, con una estructura a base de marcos dúctiles con nudos rígidos, muros perimetrales y tabiques internos, que no soportaran carga. Se utilizará este sistema estructural para proveer la seguridad que requiere una edificación para este tipo de actividades, en un municipio cercano a una falla geológica como lo es la del Motagua.

2.1.1. Descripción del proyecto

Morazán es uno de los pocos municipios del departamento de El Progreso que cuenta con un establecimiento para la rehabilitación de personas con diversos tipos de discapacidad; sin embargo el Centro de Atención a Discapacitados (CADIM), no posee en la actualidad instalaciones adecuadas o acondicionadas para el tipo de servicios que ofrece.

Debido al limitado espacio del centro, se determinó que es necesaria la construcción de nuevas instalaciones, que permitan brindarles una mejor atención a las personas que se benefician de los servicios proporcionados por esta institución.

El proyecto beneficiará aproximadamente a 300 personas, que actualmente asisten a terapias y consultas, así como al personal que trabaja en él, y fungir en un ambiente más adecuado para desempeñarse en forma eficiente.

2.1.2. Estudio de suelos

Siempre que se quiera construir una edificación de determinada magnitud, es necesario la elaboración de un estudio de suelos, que brinde como resultado, la capacidad de carga o valor soporte que el suelo posee, este valor será utilizado para el proceso de diseño de la cimentación de la edificación.

Para determinar el valor soporte del suelo es necesario determinar valores preliminares, los cuales se obtienen del ensayo de compresión triaxial. Existen tres tipos de pruebas triaxiales, la prueba no consolidada-no drenada (UU), consolidada-no drenada (CU) y la prueba consolidada-drenada (CD). En el presente trabajo de graduación los resultados de laboratorio fueron obtenidos mediante la prueba no consolidada-no drenada, por lo que solo describiré dicha prueba.

Prueba triaxial no consolidada-no drenada: a esta prueba se le denomina también prueba rápida, donde no se permite en ningún momento el drenaje del suelo. La probeta no es consolidada, por lo tanto no se disipa la presión de poros durante la aplicación de la presión isotrópica de cámara en la etapa de saturación.

Después de establecer la presión de confinamiento en la cámara se conecta la prensa para aplicar la carga axial, se deben tomar lecturas de deformación y de carga a intervalos regulares (0,25 mm) hasta que se

produzca la falla o hasta que la deformación alcance un valor considerable (aproximadamente 20 %). Es importante notar que el incremento del esfuerzo desviador es bastante rápido, lo que permite que no se disipe la presión de poros y los resultados puedan solo expresarse en términos de esfuerzo total. La duración del ensayo es de 10 a 15 minutos aproximadamente.

Para la muestra extraída del terreno donde se construirá la edificación, los resultados se muestran en la sección de anexos,

2.1.2.1. Determinación del valor soporte

Para la determinación del valor soporte del suelo se aplica la ecuación general de capacidad de carga de Meyerhof, la cual toma en cuenta factores de forma, profundidad, inclinación y de capacidad de carga del cimiento.

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

Donde:

c' = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación

γ = 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

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

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

La cohesión y el peso específico son datos resultantes de los ensayos realizados en el laboratorio; el ancho de cimentación debe ser una dimensión

propuesta a criterio del diseñador. Los factores se deben determinar mediante ecuaciones preestablecidas, las cuales se exponen a continuación.

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Donde ϕ' se refiere al ángulo de fricción el cual es dado mediante los ensayos de laboratorio. En este caso el suelo posee un ángulo de fricción de $31,05^\circ$ pero se dividió dentro de un factor de 1,5 para minimizar los errores, debido al factor humano durante los ensayos, dando un valor de diseño de $20,70^\circ$.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{20,70}{2} \right) e^{\pi \tan(20,70)} = 6,86$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = (6,86 - 1) \cot(20,70) = 15,51$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' = 2(6,86 + 1) \tan(20,70) = 5,94$$

Factores de forma:

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

B y L son las dimensiones de la zapata propuesta a criterio del diseñador; en este caso se propone una zapata cuadrada de 1,80 m X 1,80 m.

$$F_{CS} = 1 + \left(\frac{1,80 \text{ m}}{1,80 \text{ m}} \right) \left(\frac{6,86}{15,51} \right) = 1,44$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\phi' = 1 + \left(\frac{1,80 \text{ m}}{1,80 \text{ m}}\right) \tan(20,70) = 1,38$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,40 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0,40 \left(\frac{1,80 \text{ m}}{1,80 \text{ m}}\right) = 0,60$$

Factores de profundidad: antes de determinar los factores de profundidad, es necesario establecer qué tipos de ecuaciones se utilizarán, dependiendo de las dimensiones que posee la zapata y la altura de desplante. El parámetro a comparar es si $D_f/B \leq 1$.

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1,50 \text{ m}}{1,80 \text{ m}} = 0,83$$

En esta ocasión la relación resultó ser menor que 1, por lo que se procede con normalidad. Si el resultado hubiese sido mayor que 1, se debe proceder según lo indica Braja (2001) en su obra *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, página 139.

$$F_{cd} = 1 + (0,40) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + (0,40) \tan^{-1} \left(\frac{1,50 \text{ m}}{1,80 \text{ m}}\right) = 1,28$$

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

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan(20,70) (1 - \sin(20,70))^2 \tan^{-1} \left(\frac{1,50 \text{ m}}{1,80 \text{ m}}\right) = 1,22$$

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

Factores de inclinación: para determinar los factores de inclinación, es necesario saber cuál es el ángulo de inclinación de la carga que es aplicada sobre la cimentación respecto de la vertical; en este caso la carga se transmite desde las columnas a la zapata de manera totalmente vertical, es decir, de $\beta = 0^\circ$.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{0}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)^2 = \left(1 - \frac{0}{20,70}\right)^2 = 1$$

Resumen de resultados

Tabla II. **Factores de Meyerhoff**

Nc	15,51
Nq	6,86
N γ	5,94
Fcs	1,44
Fqs	1,38
F γ s	0,60
Fcd	1,33
Fqd	1,26
F γ d	1,00
Fci	1,00
Fqi	1,00
F γ i	1,00

Fuente: elaboración propia.

Habiendo determinado todos los factores necesarios se procede a determinar el valor soporte o capacidad de carga del suelo, pero antes se determinara el valor “q”.

$$q = D_f * \gamma_{suelo} = 1,50 \text{ m} * 1,59 \text{ Ton/m}^3 = 2,39 \text{ Ton/m}^2$$

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

$$q_u = (4,37)(15,51)(1,44)(1,33)(1) + (2,39)(6,86)(1,38)(1,26)(1)$$

$$+ \frac{1}{2} (1,59)(1,80)(5,94)(0,60)(1)(1) = 157,64 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{neta} = q_u - q = 157,64 \text{Ton/m}^2 - 2,39 \text{Ton/m}^2 = 155,25 \text{Ton/m}^2$$

El valor anteriormente calculado corresponde a la capacidad neta que posee el suelo, se le debe aplicar un factor de seguridad, el cual no puede ser menor a 3. En este caso se utilizará un factor de seguridad de 4 para garantizar la integridad del diseño, así como la seguridad de la edificación.

$$q_{Admisible} = \frac{q_{neta}}{F.S.} = \frac{155,25 \text{Ton/m}^2}{4} = 38,81 \text{Ton/m}^2$$

El resultado anterior presenta un valor muy bueno de capacidad de carga; esto debido a que es un suelo de tipo arenoso con un alto grado de fricción interna. Este será el valor que se utilizará para diseñar la cimentación que tendrá la edificación.

2.1.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico es una parte fundamental en un proyecto de edificación y es el paso preliminar al diseño estructural.

2.1.3.1. Requerimiento de áreas

Antes de empezar con el diseño arquitectónico es necesario determinar los requerimientos mínimos que debe poseer la edificación en cuanto a áreas se refiere. Estos requerimientos se tienen que adecuar a los servicios que proporcione la edificación, es decir, los requerimientos para una escuela no son los mismos que para un hospital, siempre habrá variaciones, por lo que es necesario definir las áreas mínimas con las que se trabajará.

En este caso en particular se debe pensar en los requerimientos para un centro de atención a discapacitados, por lo que se dejan descritos los requerimientos de área en la siguiente tabla con base en lo expuesto por el Manual técnico de accesibilidad de las personas con discapacidad al espacio físico y medios de transporte en Guatemala, realizado por la empresa “Crear Arquitectura (CA)”.

Tabla III. **Dimensiones mínimas de ambientes**

Ambiente	Área mínima requerida (m ²)	
	Lado menor (m)	Lado mayor (m)
Duchas	1,1	1,3
Vestidor	1,8	1,8
Cubículo de inodoro	1,6	2,00
Sala de espera	3,00	3,60
Lavandería	1,50	3,33
Bodega	2,00	2,00

Fuente: elaboración propia.

2.1.3.2. **Distribución de espacios**

La distribución de ambientes es de suma importancia durante el desarrollo del diseño arquitectónico. En este punto se deben establecer los espacios que se requieren, así como el uso que se dará para cuando las instalaciones estén en funcionamiento.

Para el Centro de Atención a Discapacitados se tomó en cuenta que los espacios mínimos requeridos son:

- Sala de espera (recepción)
- Baños (adecuados para discapacitados)

- Fisioterapia
- Mecanoterapia
- Salón de proyecciones (usos múltiples)
- Lavandería
- Psicología

Las áreas anteriormente mencionadas son las mínimas para garantizar un funcionamiento eficiente en los servicios que prestará el centro; sin embargo en el diseño se agregará un segundo nivel en el cual se habilitarán más áreas de tipo administrativo.

2.1.3.3. Alturas y cotas

Se ha establecido que las edificaciones que brindan servicios de salud en climas cálidos, como es el caso del municipio de Morazán, El Progreso posean una altura del 15 % más que la recomendada para climas templados o fríos el cual es de (2.40 m) según las normas FHA de construcción.

Dentro de las instalaciones no deben existir gradas o desnivel bruscos, para comodidad de pacientes en silla de ruedas.

2.1.4. Diseño estructural

Siendo Guatemala un país considerado altamente sísmico, es necesario acatar ciertas consideraciones y normas de diseño estructural tanto nacionales como internacionales; esto con el objetivo de garantizar la seguridad de los usuarios de edificaciones construidas en el país.

2.1.4.1. Selección del sistema estructural a utilizar

Existen diversos sistemas estructurales que pueden utilizarse en el país, el más conocido y más utilizado en el interior de la República es la mampostería reforzada debido a su bajo costo, fácil ejecución y control durante la construcción, aunque cabe mencionar que este sistema se utiliza de una manera totalmente empírica, lo cual implica un riesgo al momento de suscitarse un sismo de magnitud significativa.

Sin embargo para este proyecto se requiere de un sistema que ofrezca mejores garantías en cuanto a seguridad estructural se refiere, por lo tanto se utilizará un sistema de marcos dúctiles con nudos rígidos de concreto reforzado que consiste en una serie de columnas y vigas unidas entre sí, para asegurar la estructura semejante a un esqueleto, sobre el cual reposarán las cargas verticales tanto muertas como vivas, además de las sollicitaciones horizontales a las que la edificación será sometida, transmitiéndolas a los cimientos de una manera más efectiva

2.1.4.2. Análisis estructural

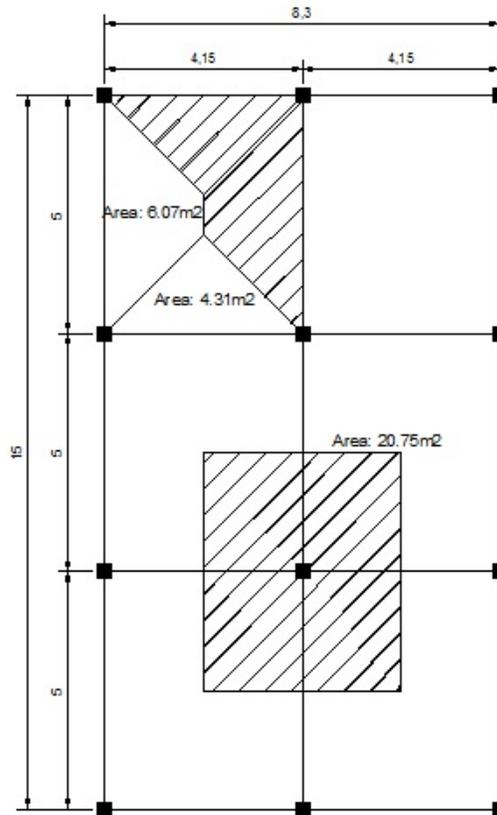
Es importante que toda estructura que se piense construir tenga un respaldo técnico el cual garantice la integridad de la misma, por lo que es necesario la realización de un análisis de tipo estructural.

2.1.4.2.1. Predimensionamiento estructural

Antes de empezar el diseño formal de los elementos que conforman la edificación, es necesario establecer dimensiones preliminares, las cuales

brindarán una idea aproximada de las medidas que deben poseer los elementos y así poder verificar, mediante un procedimiento formal, si las dimensiones son las adecuadas.

Figura 1. **Planta arquitectónica**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Columna:

Datos preliminares:

Área tributaria de columna= 20,75 m² (se toma la columna crítica).

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

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

$$f_y = 2\,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 1 \%$$

Para calcular el área gruesa de la columna es necesario determinar a carga axial por área tributaria de la columna.

Carga muerta:

$$P_{\text{Columna}} = \text{Base}_{\text{Col}} * \text{Altura}_{\text{Col}} * \text{Longitud}_{\text{Col}} * \gamma_{\text{Concreto}}$$

$$P_{\text{Columna}} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 4 \text{ m} * 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 1\,536 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{Viga}} = \text{Base}_{\text{viga}} * \text{Altura}_{\text{viga}} * \text{Longitud}_{\text{viga}} * \gamma_{\text{Concreto}}$$

$$P_{\text{Viga}} = (0,25 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 8,75 \text{ m} * 2\,400 \text{ Kg/m}^3) * 2 = 4\,200 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{losa}} = (\gamma_{\text{concreto}} * \text{Espesor losa}) * A_{\text{Tributaria}}$$

$$P_{\text{losa}} = (2\,400 \text{ Kg/m}^3 * 0,12 \text{ m}) * 20,75 * 2 = 11,952 \text{ Kg}$$

Carga viva:

$$CV = A_{\text{Tributaria}} * CV$$

$$CV = 20,75 \text{ m}^2 * 100 \text{ Kg/m}^2 = 2\,075 \text{ Kg}$$

$$CV = 20,75 \text{ m}^2 * 300 \text{ Kg/m}^2 = 6\,225 \text{ Kg}$$

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

$$CU = 1,4(1\,536 + 4\,200 + 11\,952) + 1,7(2\,075 + 6\,225) = 38\,873,20 \text{ Kg}$$

Habiendo realizado el cálculo anterior se procede a determinar el área gruesa preliminar para la columna.

$$A_g = \frac{P}{0,80 * [(0,225 * f'c) + (f_y * A_s)]}$$

$$A_g = \frac{38\,873,20 \text{ Kg}}{0,80 * [(0,225 * 210 \text{ Kg/cm}^2) + (2\,810 \text{ Kg/cm}^2 * 0,01)]} = 644,87 \text{ cm}^2$$

El resultado anterior se aproximará a 900 cm², estableciendo una columna de 30 cm x 30 cm.

Viga: para la viga únicamente se requiere saber el largo que esta poseerá. En el presente caso se tienen dos vigas de diferente largo, por lo que se utilizará la de mayor dimensión la cual es 5 m. La ecuación según lo plantea el ACI 318-05 es la siguiente:

$$h_{viga} = \frac{L}{18,50} = \frac{5 \text{ m}}{18,50} = 0,27 \text{ m}$$

Según el resultado obtenido bastaría con una viga de 0,27 m de altura, pero por motivos de seguridad se modificará el dato a 0,40 m, por lo que se trabajará con una viga de 40 cm de altura y una base de 25 cm. Es importante advertir que la base de la viga no puede ser menor a la mitad de su altura.

Losa:

Datos preliminares:

Lado corto = 4,15 m

Lado largo = 5 m

Perímetro = 18,30 m

$$\text{Espesor } t = \frac{\text{Perímetro de losa}}{180} = \frac{18,30 \text{ m}}{180} \cong 0,11 \text{ m}$$

El resultado se aproximará a 0,12 m.

2.1.4.2.2. Cargas verticales y horizontales aplicadas a marcos dúctiles

Cargas verticales:

Cargas vivas: son las cargas de ocupación y equipos móviles. Pueden estar total o parcialmente en el sitio o no estar presentes y cambiar su ubicación. La magnitud y distribución son inciertas en un momento dado.

Cargas muertas: son las cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura. La mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Se calculan con buena aproximación, de acuerdo con la conformación de la misma y de los materiales. Para la integración de las cargas anteriormente descritas, es necesario establecer ciertos parámetros, tales como las áreas tributarias pertenecientes a cada viga (ver figura 1), las cargas que representa cada tipo de material utilizado y la carga viva que se utilizará, todo está basado en la norma Agies y criterios del diseñador.

Tabla IV. Datos preliminares

Espesor de losa (m)	0,12
Sobre carga (kg/m ²)	20,00
Base viga (m)	0,25
Altura viga (m)	0,40
γ_c (kg/m ³)	2 400,00
C.M. muro (kg/m ²)	250,00
C.M. tabla yeso (kg/m ²)	75,00
C.V. (losa) (kg/m ²)	100,00
C.V. (entrepiso) (kg/m ²)	300,00

Fuente: elaboración propia.

Para determinar la carga distribuida que afecta a las vigas de cada nivel en cada tramo, primeramente se debe establecer el peso de la losa y peso propio de cada viga dentro del sistema.

Peso de losa:

$$CM_{Losa} = (\gamma_C * Espesor_{Losa}) + Sobre\ carga$$
$$CM_{Losa} = (2\ 400\ Kg/m^3 * 0,12\ m) + 20\ Kg/m^2 = 308\ Kg/m^2$$

Peso propio viga larga (L = 5 m):

$$P.P_{VIGA} = \gamma_{Concreto} * Longitud_{Viga} * Area_{Viga}$$
$$P.P_{VIGA} = 2\ 400\ Kg/m^3 * 5\ m * (0,25\ m * 0,40\ m) = 1\ 200,00\ Kg$$

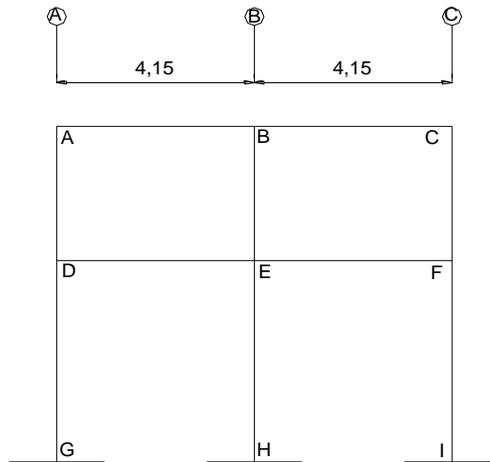
Peso propio viga corta (L = 4,15 m):

$$P.P_{VIGA} = \gamma_{Concreto} * Longitud_{Viga} * Area_{Viga}$$
$$P.P_{VIGA} = 2\ 400\ Kg/m^3 * 4,15\ m * (0,25\ m * 0,40\ m) = 996,00\ Kg$$

Con los valores anteriores se determinan las cargas muertas sobre cada tramo del sistema.

Integración de cargas muertas eje X

Figura 2. Elevación arquitectónica, marco eje X



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Segundo nivel

Eje 1:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} * At) + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{Viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2) + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 559,87 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2) + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 559,87 \text{ Kg/m}$$

Eje 2:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} * 2 * At) + P. P_{viga}]}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cm} = \frac{[308 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2] + 996 \text{ Kg}}{4,15 \text{ m}} = 879,75 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cm} = \frac{[308 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2] + 996 \text{ Kg}}{4,15 \text{ m}} = 879,75 \text{ Kg/m}$$

Eje 3:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} * 2 * At) + P. P_{viga}]}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cm} = \frac{[308 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2] + 996 \text{ Kg}}{4,15 \text{ m}} = 879,75 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cm} = \frac{[308 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2] + 996 \text{ Kg}}{4,15 \text{ m}} = 879,75 \text{ Kg/m}$$

Eje 4:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} * At) + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{Viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2) + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 559,87 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2) + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 559,87 \text{ Kg/m}$$

Primer nivel

Eje 1:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} + CM_{muro}) * At + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{Viga}}$$

Tramo D-E:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 819,51 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 819,51 \text{ Kg/m}$$

Eje 2:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} + CM_{Tablayeso}) * 2 * At + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{viga}}$$

Tramo D-E:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2) * 2 * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 1\ 035,53 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2) * 2 * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 1\ 035,53 \text{ Kg/m}$$

Eje 3:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} + CM_{Tablayeso}) * 2 * At + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{viga}}$$

Tramo D-E:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2) * 2 * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 1\ 035,53 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2) * 2 * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 1\,035,53 \text{ Kg/m}$$

Eje 4:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} + CM_{muro}) * At + P \cdot P_{viga}]}{Longitud_{viga}}$$

Tramo D-E:

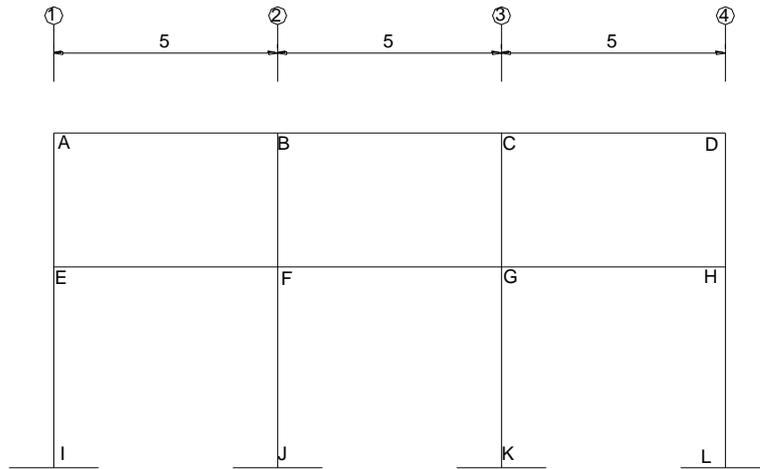
$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 819,51 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 4,31 \text{ m}^2 + 996 \text{ Kg}]}{4,15 \text{ m}} = 819,51 \text{ Kg/m}$$

Integración de cargas muertas eje Y

Figura 3. Elevación arquitectónica, marco eje Y



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Segundo nivel

Eje A:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} * At) + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 613,91 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 613,91 \text{ Kg/m}$$

Tramo C-D:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 613,91 \text{ Kg/m}$$

Eje B:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} * 2 * At) + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{Viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 987,82 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 987,82 \text{ Kg/m}$$

Tramo C-D:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 987,82 \text{ Kg/m}$$

Eje C:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} * At) + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{Viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\ 200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 613,91 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\ 200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 613,91 \text{ Kg/m}$$

Tramo C-D:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2) + 1\ 200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 613,91 \text{ Kg/m}$$

Primer nivel

Eje A:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} + CM_{muro}) * At + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{Viga}}$$

Tramo E-F:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 6,07 \text{ m}^2 + 1\ 200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 917,41 \text{ Kg/m}$$

Tramo F-G:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 917,41 \text{ Kg/m}$$

Tramo G-H

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 917,41 \text{ Kg/m}$$

Eje B:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} + CM_{Tablayeso}) * 2 * At + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{Viga}}$$

Tramo E-F:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2) * 2 * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 1\,169,92 \text{ Kg/m}$$

Tramo F-G:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2) * 2 * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 1\,169,92 \text{ Kg/m}$$

Tramo G-H:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2) * 2 * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 1\,169,92 \text{ Kg/m}$$

Eje C:

$$W_{cm} = \frac{[(CM_{losa} + CM_{muro}) * At + P \cdot P_{Viga}]}{Longitud_{viga}}$$

Tramo E-F:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 917,41 \text{ Kg/m}$$

Tramo F-G:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 917,41 \text{ Kg/m}$$

Tramo G-H:

$$W_{cm} = \frac{[(308 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2) * 6,07 \text{ m}^2 + 1\,200 \text{ Kg}]}{5,00 \text{ m}} = 917,41 \text{ Kg/m}$$

Integración de cargas vivas eje X

Segundo nivel

Eje 1:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Techo} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 103,86 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 103,86 \text{ Kg/m}$$

Eje 2:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Techo} * 2 * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 207,71 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 207,71 \text{ Kg/m}$$

Eje 3:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Techo} * 2 * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 207,71 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 207,71 \text{ Kg/m}$$

Eje 4:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Techo} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 103,86 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 103,86 \text{ Kg/m}$$

Primer nivel

Eje1:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Entrepiso} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo D-E:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 311,57 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 311,57 \text{ Kg/m}$$

Eje 2:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Entrepiso} * 2 * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo D-E:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 623,13 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 623,13 \text{ Kg/m}$$

Eje 3:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Entrepzio} * 2 * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo D-E:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 623,13 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 623,13 \text{ Kg/m}$$

Eje 4:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Entrepzio} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo D-E:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 311,57 \text{ Kg/m}$$

Tramo E-F:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 4,31 \text{ m}^2)}{4,15 \text{ m}} = 311,57 \text{ Kg/m}$$

Integración de cargas vivas eje Y

Segundo nivel

Eje A:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Techo} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 121,40 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 121,40 \text{ Kg/m}$$

Tramo C-D:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 121,40 \text{ Kg/m}$$

Eje B:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Techo} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 242,80 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 242,80 \text{ Kg/m}$$

Tramo C-D:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 242,80 \text{ Kg/m}$$

Eje C:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Techo} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo A-B:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 121,40 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 121,40 \text{ Kg/m}$$

Tramo C-D:

$$W_{cv} = \frac{(100 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 121,40 \text{ Kg/m}$$

Primer nivel

Eje A:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Entrepiso} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo E-F:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 364,20 \text{ Kg/m}$$

Tramo F-G:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 364,20 \text{ Kg/m}$$

Tramo G-H:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 364,20 \text{ Kg/m}$$

Eje B:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Entrepiso} * 2 * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo E-F:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 728,40 \text{ Kg/m}$$

Tramo F-G:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 728,40 \text{ Kg/m}$$

Tramo G-H:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 728,40 \text{ Kg/m}$$

Eje C:

$$W_{cv} = \frac{(CV_{Entrepiso} * At)}{Longitud_{viga}}$$

Tramo E-F:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 364,20 \text{ Kg/m}$$

Tramo F-G:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 364,20 \text{ Kg/m}$$

Tramo G-H:

$$W_{cv} = \frac{(300 \text{ Kg/m}^2 * 6,07 \text{ m}^2)}{5,00 \text{ m}} = 364,20 \text{ Kg/m}$$

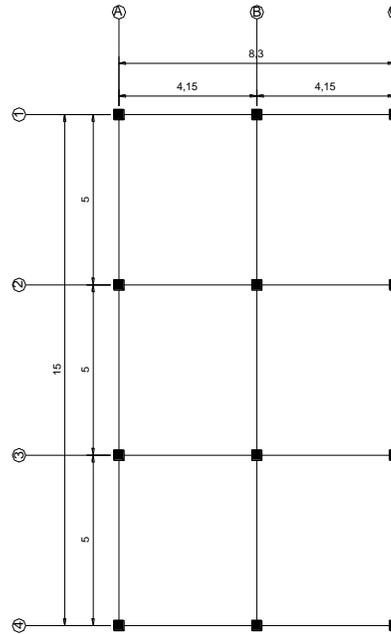
Cargas horizontales: las cargas horizontales a las que está sometido un edificio, son producidas por sismo, viento o una combinación de ambas. Para este diseño se tomó solamente la producida por sismo, para su cálculo, se debe determinar el corte basal y posteriormente integrarlo en los diferentes marcos de la edificación.

Cálculo de corte basal mediante el método estático equivalente, Agies 2010:

Esquema del edificio

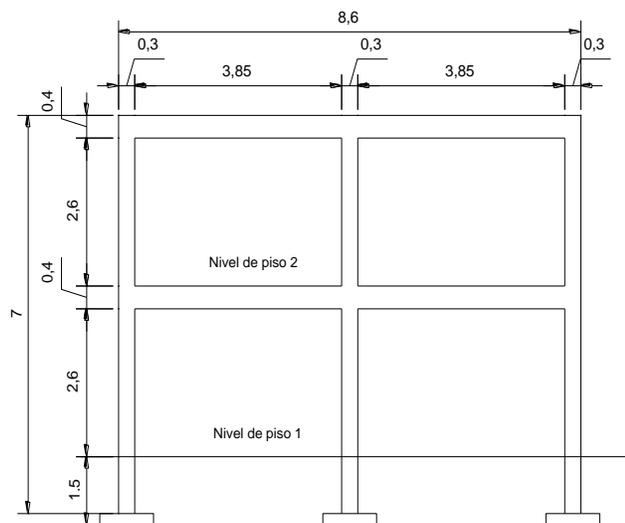
El esquema del edificio se expone en las figuras 4 y 5 del presente trabajo.

Figura 4. **Planta arquitectónica**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 5. **Elevación arquitectónica eje X**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Cálculo de peso por nivel: el peso por nivel se obtiene de determinar el peso de la losa, vigas, columnas, mampostería, tabla yeso, piso, vidrio, acabados e instalaciones. Por criterio no se tomó en cuenta el peso de las zapatas, ya que este dato puede tener variaciones en su geometría, por lo que solo daría incerteza al resultado del peso total del edificio.

Para determinar el peso de cada elemento es necesario determinar el área o el volumen que dicho elemento posee, multiplicarlo por su densidad volumétrica o de área, según sea el caso; este resultado multiplicarlo por el número de veces que el elemento se repite en la estructura.

Tabla V. **Medidas de elementos de concreto**

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Largo (m)	Volumen (m3)
Losa	15,00	0,12	8,30	14,94
Viga larga	0,25	0,40	5,00	0,50
Viga corta	0,25	0,40	4,15	0,42
Columna 2do N	0,40	0,40	3,00	0,48
Columna 1er N	0,40	0,40	4,00	0,64

Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Densidades según tipo de material**

Densidades		
Material	Densidad	Unidades
Concreto	2 400,00	Kg/m ³
Mamposteria	250,00	Kg/m ²
Tablayeso	75,00	Kg/m ²
Acabados	60,00	Kg/m ²
Piso	100,00	Kg/m ²
Instalaciones	25,00	Kg/m ²
Vidrio	20,00	Kg/m ²

Fuente: elaboración propia.

La ecuación a utilizar será la siguiente:

$$W_{Carga\ muerta} = \left(\text{Área o volumen}_{Elemento} * \text{Densidad}_{material} * \#No\cdot Elemento \right) / 1\ 000$$

Nota: la ecuación se divide entre 1 000 para que el resultado quede en toneladas.

Utilizando la ecuación anterior se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla VII. **Peso total del primer nivel**

Peso nivel 1				
Elemento	#elemento	Densidad	Vol/area	Peso (Ton)
Losa	1	2 400,00	14,94	35,86
Viga larga	9	2 400,00	0,50	10,80
Viga corta	8	2 400,00	0,42	7,97
Columnas	12	2 400,00	0,64	18,43
Mampostería	-----	250,00	109,61	27,40
Tablayeso	-----	75,00	77,67	5,83
Acabados	-----	60,00	374,56	22,47
Piso	-----	100,00	124,50	12,45
Instalaciones	-----	25,00	124,50	3,11
Vidrio	-----	20,00	14,95	0,30
Peso total				144,62

Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. **Peso total segundo nivel**

Peso nivel 2				
Elemento	#elemento	Densidad	Vol/area	Peso (Ton)
Losa	1	2400,00	14,94	35,86
Viga larga	9	2400,00	0,50	10,80
Viga corta	8	2400,00	0,42	7,97
Columnas	12	2400,00	0,48	13,82
Mampostería	-----	250,00	124,52	31,13
Tablayeso	-----	75,00	62,00	4,65
Acabados	-----	60,00	373,04	22,38
Piso	-----	100,00	124,50	12,45
Instalaciones	-----	25,00	124,50	3,11
Vidrio	-----	20,00	14,00	0,28
Peso total				142,45

Fuente: elaboración propia.

Los resultados anteriores son los pesos totales de la carga muerta del edificio. Según Agies también hay que tomar en consideración la carga viva a la que estará sometido cada nivel, estas cargas vivas son las siguientes:

Carga viva primer nivel (entre piso)=300 Kg/cm²

Carga viva segundo nivel (techo)= 100 Kg/cm²

Para determinar la carga viva total en cada nivel del edificio, habrá que multiplicar el área total que cubre la losa en cada nivel por la carga viva correspondiente; esto se representa mediante la siguiente ecuación:

$$CV_{NIVEL} = Area_{losa} * CV_{Nivel}$$

$$CV_{NIVEL 1} = (15 m * 8,30 m) * 300 Kg/m^2 = 37 350,00 Kg \cong 37,35 Ton$$

$$CV_{NIVEL 2} = (15 m * 8,30 m) * 100 Kg/m^2 = 12 450 Kg \cong 12,45 Ton$$

Después de haber determinado el total de la carga muerta (CM) y el total de la carga viva (CV) por nivel, hay que determinar el peso total que genera en cada nivel la combinación de ambos tipos de carga mediante la siguiente ecuación:

$$W_{S_{Nivel}} = CM + 25 \% CV$$

$$W_{S_{Nivel 1}} = 136,55 \text{ Ton} + 0.25 * (37,35 \text{ Ton}) \cong 145,89 \text{ Ton}$$

$$W_{S_{Nivel 2}} = 136,40 \text{ Ton} + 0.25 * (12,45 \text{ Ton}) \cong 139,52 \text{ Ton}$$

$$W_{S_{TOTAL}} = 145,89 \text{ Ton} + 139,52 \text{ Ton} \cong 285,41 \text{ Ton}$$

El peso total ($W_{S_{TOTAL}}$) será el que se utilizará para calcular el corte basal que se aplica a la estructura.

Determinación de parámetros para el cálculo de corte basal:

Antes de empezar a determinar los parámetros necesarios es importante describir la ecuación del corte basal según Agies, la cual se expone a continuación:

$$V_B = C_s * W_s$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico de diseño

W_s = peso total de la edificación

El W_s es el peso que se calculó anteriormente (285,41Ton); ahora bien, para determinar el coeficiente sísmico (C_s), se necesita determinar ciertos parámetros, que dependerán de las características de la estructura y el suelo sobre el que se construirá.

Determinación de parámetros iniciales

Índice de sismicidad y ordenadas espectrales: “el índice de sismicidad (I_0) es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño.

Los parámetros S_{cr} y S_{1r} son, respectivamente, la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo, extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés, en teoría, sin la influencia del suelo que cubre el basamento”¹.

Estos valores dependen del municipio donde se construya la edificación y se encuentran en una tabla en la sección de anexos del presente trabajo.

Para Morazán, El Progreso:

$$\begin{aligned}I_0 &= 4 \\ S_{cr} &= 1,30 \text{ g} \\ S_{1r} &= 0,50 \text{ g}\end{aligned}$$

Determinación de la categoría de la edificación:

Para poder determinar la categoría del edificio es necesario revisar la sección NS1, capítulo 3, Agies 2010. En ese capítulo se describen 3 categorías:

- Categoría 1 (obras utilitarias)

¹ Agies. Capítulo 4, NS2.

- Categoría 2 (obras ordinarias)
- Categoría 3 (obras importantes)

La edificación a diseñar pertenece a la categoría 2 (obras ordinarias), ya que no posee un área de construcción de gran magnitud, por lo que su capacidad de atención simultánea no es mayor a las 300 personas.

Determinación de nivel de protección sísmica de la edificación y probabilidad del sismo de diseño: el nivel de protección sísmica del edificio dependerá del índice de sismicidad (I_0) y de la categoría que se le asigne a la edificación.

Como se puede observar en la tabla, para un índice de sismicidad 4 y una categoría 2 (obras ordinarias), el nivel de protección se clasifica en D y la probabilidad del sismo de diseño será de 10 % en 50 años.

Tabla IX. **Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	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
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: Agies NS 2-10. p.11.

Determinación de tipo de sitio:

La determinación del tipo de suelo depende del análisis que se realice al mismo, y el lugar donde se construirá.

Al revisar los resultados del mismo, se determinó que es un suelo firme y rígido, Agies clasifica este tipo de sitio como “D” según la tabla X.

Tabla X. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de Sitio		V _{ps} todo el perfil	N _p todo el perfil	N _{nc} sector no-cohesivo	S _{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad IP>20; humedad w ≥ 40% y Suc < 25 kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: Fuente: Agies NS 2-10. p.21.

Determinación de coeficientes de sitio “Fa” y “Fv”:

Estos coeficientes dependerán del tipo de sitio y del índice de sismicidad. Los coeficientes se determinan utilizando las tablas siguientes.

Tabla XI. **Coefficiente de sitio Fa**

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				

Fuente: Agies NS 2-10. p.15.

Tabla XII. **Coefficiente de sitio Fv**

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 NS 2-10. p.15.

Para un sitio tipo D y un índice de sismicidad 4 el $F_a = 1$ y el $F_v = 1,5$.

Determinación de tipo de fuente y factores de sismicidad:

En ocasiones hay que realizar un ajuste a las ordenadas espectrales al existir cercanía a una falla geológica. Ese ajuste se realiza mediante la multiplicación de las ordenadas y los factores N_a y N_v .

Para determinar esos factores primeramente se debe conocer el tipo de fuente que está cercana a la edificación.

El municipio de Morazán, El Progreso, se encuentra cerca de la falla geológica por donde pasa el río Motagua, aproximadamente a 4 Km; utilizando este dato se determinan los factores descritos en las tablas siguientes.

Tabla XIII. 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

Fuente: Agies NS 2-10. p.24.

Tabla XIV. Factor N_a para periodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 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

Fuente: Agies NS 2-10. p.25.

Se determinó que para un tipo de fuente A y una distancia cercana a 5 km $N_a = 1.12$ y $N_v = 1.2$

Cálculo de ajustes a ordenadas espectrales:

Las ordenadas espectrales deberán ajustarse dependiendo del tipo de sitio donde se construirá la edificación, si está cerca o no de una falla geológica. Estos ajustes se realizan mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

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

Tabla XV. **Datos para ajustes**

Scr	1,3
S1r	0,5
Fa	1
Fv	1,5
Na	1,12
Nv	1,20

Fuente: elaboración propia.

$$S_{cs} = 1,30 * 1 * 1,12 \cong 1,46$$

$$S_{1s} = 0,50 * 1,50 * 1,20 \cong 0,90$$

Cálculo del espectro calibrado al nivel de diseño:

Para el cálculo del espectro calibrado es necesario conocer el tipo de sismo sobre el cual se diseñará y el porcentaje de probabilidad de ocurrencia; con estos datos se determina en la tabla el valor del factor de determinación del nivel de diseño y se multiplica por la ordenada espectral ajustada.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

El valor K_d depende de la probabilidad de ocurrencia que posea el sismo. Esta probabilidad se determinó al clasificar el nivel de protección del edificio y su categoría. Para la edificación de este diseño la probabilidad es del 10 % en 50 años.

Tabla XVI. **Factor de determinación de diseño**

Sismo ordinario	10 % probabilidad de ser excedido en 50 años	Kd = 0,66
Sismo severo	5 % probabilidad de ser excedido en 50 años	Kd = 0,80
Sismo extremo	2 % probabilidad de ser excedido en 50 años	Kd = 1,00
Sismo mínimo	Condición de excepción	Kd = 0,55

Fuente: elaboración propia.

Según la tabla anterior, $K_d = 0,66$.

Entonces:

$$S_{cd} = 0,66 * 1,46 = 0,96$$

$$S_{1d} = 0,66 * 0,90 = 0,59$$

Cálculo de periodo fundamental “ T_a ”:

El periodo fundamental se puede calcular de 3 formas: empírica, genérica o analítica, se utilizará la forma empírica ya que es la más utilizada y provee resultados bastante consistentes, cuya ecuación es la siguiente:

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

Donde:

h_n = altura total del edificio en metros

K_T y x se dan según el sistema estructural a utilizar en la edificación; Agies 2010.

(a) $K_T = 0,049$, $x = 0,75$ para sistemas estructurales E2, E3, E4 o E5;

(b) $K_T = 0,047$, $x = 0,90$ solamente para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas;

(c) $K_T = 0,047$, $x = 0,85$ para sistemas E1, de concreto reforzado con fachadas rígidas o que no cumplan con el párrafo anterior;

(d) $K_T = 0,072$, $x = 0,80$ solamente para sistemas estructurales E1, de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas;

(e) $K_T = 0,072$, $x = 0,75$ para sistemas E1 de acero rigidizados.

En este caso el sistema estructural a utilizar será el E-1 (sistema de marcos de columnas y vigas) con fachadas rígidas, por lo que $K_T=0,047$ y $x=0,85$, la altura del edificio es de $h_n=7,20m$. Entonces:

$$T_a = T = 0,047 * (7,20)^{0,85} = 0,2517 s$$

Cálculo de periodo de transición “Ts”:

El periodo Ts es el que separa los periodos cortos de los periodos largos y se expresa en segundos. Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}}$$
$$T_s = \frac{0,59}{0,96} \cong 0.618 s$$

Cálculo de ordenada espectral para cualquier periodo de vibración $S_a(T)$:

Para calcular $S_a(T)$ es necesario realizar una comparación entre T_s y T_a ; de esta comparación se determinará la ecuación a utilizar para el cálculo de $S_a(T)$.

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \quad \text{si } T > T_s$$

Comparando se obtiene lo siguiente:

$$T_s \cong 0.618 \text{ s}$$
$$T_a = T = 0,2517 \text{ s}$$

Como se puede observar $T < T_s$ por lo que $S_a(T) = S_{cd}$

$$S_a(T) = 0,96 \text{ s}$$

Calculo de coeficiente sísmico al límite de cedencia C_s :

Repasando la ecuación de corte basal según Agies:

$$V_B = C_s * W_s$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico de diseño

W_s = peso total de la edificación

El coeficiente se calcula mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

Sa (T) = demanda sísmica de diseño para una estructura con período T, obtenida del espectro de diseño sísmico, establecido para el sitio en la sección 4.3.4 de la Norma NSE 2; y calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida.

R = factor de reducción

T = período fundamental de vibración de la estructura

El factor de reducción depende del tipo de estructura y del material del cual se construirá, para este caso sera una estructura E1 de marcos de concreto reforzado; el valor K se determina mediante la tabla XVII.

Tabla XVII. **Coefficientes y factores para diseño de sistema sismorresistentes**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Construccion Véase Secc1.5.8	R	Ω_r	C_d	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	8 8	3 3	5.5 5.5	SL SL	SL SL	SL SL	SL SL
E1-B	Marcos tipo B De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	5 4.5	3 3	4.5 4	50 50	30 30	12 12	NP NP
E1-C	Marcos tipo C De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	3 3.5	3 3	3 2.5	30 30	NP NP	NP NP	NP NP
E2	SISTEMA DE CAJON								
	Con muros estructurales De concreto reforzado A De concreto reforzado B De concreto reforzado BD De mampostería reforzada A Paneles de Concreto prefabricado Con paneles de madera	NSE 7.1 NSE 7.1 1.5.8 NSE 7.4 NSE 7.3 NSE 7.6	5 4 5 4 4 6	2.5 2.5 2.5 2.5 3 3	5 4 3 3 3.5 4	SL 50 30 30 30 20	75 50 30 30 30 20	50 30 15 20 15 15	30 NP 12 15 12 20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales De concreto reforzado A De concreto reforzado B De mampostería reforzada A Paneles de concreto prefabricado Marcos de acero arriostrado Tipo A con riostras excéntricas Tipo A con riostras concéntricas Tipo B con riostras concéntricas	NSE 7.1 NSE 7.1 NSE 7.4 NSE 7.3 NSE 7.5 NSE 7.5 NSE 7.5	6 5 5.5 4.5 8 6 3.5	2.5 2.5 3 3 2 2 2	5 4 3.5 3.5 4 5 3.5	SL SL SL SL SL SL 30	75 50 50 30 50 50 12	50 30 50 30 30 30 12	50 NP 50 20 30 20 NP

Fuente: Agies NS 3-10. p.11.

Como se puede observar el factor de reducción será $R=8$.

Nota: se determinó que la estructura es del tipo E-1-A, ya que es un sistema de marcos de concreto reforzado, el cual puede tener muros de mampostería y de tablayeso.

Entonces:

$$C_s = \frac{0,96}{8} = 0,12$$

Después de haber calculado el coeficiente sísmico, es necesario realizar una comparación para determinar si el coeficiente está dentro de los parámetros establecidos por Agies; dichos parámetros son los siguientes:

$$C_s \geq 0,044S_{cd}$$
$$C_s \geq 0,75 * \frac{K_d * S_{1r}}{R}$$
$$0,044S_{cd} = 0,044 * 0,96 = 0,042$$
$$0,75 * \frac{K_d * S_{1r}}{R} = 0,75 * \frac{0,66 * 0,5}{8} = 0,031$$

Entonces:

$$0,12 \geq 0,042$$

$$0,12 \geq 0,031$$

El C_s calculado es mayor a los parámetros de comparación, por lo que será el que se utilizará para el cálculo de corte basal.

Cálculo de corte basal:

$$V_B = C_s * W_s = 0,12 * 285,410 \text{ Ton} \cong 34,283 \text{ Ton}$$

Distribución de fuerzas sísmicas por nivel:

La fuerza sísmica va relacionada con la altura y el peso de cada nivel; por lo regular los niveles superiores soportan mayor fuerza sísmica, debido a que la altura desde la base es mayor que la altura de los niveles inferiores, que puede cambiar si existe una diferencia en el peso de los niveles. Esta fuerza debe distribuirse a los diversos miembros verticales del sistema sismorresistente, para que sean transmitidas a las cimentaciones.

Determinación de cortante de cedencia por nivel:

$$F_i = C_{Vi} * V_B$$
$$C_{Vi} = \frac{W_i * h_i^K}{\sum(W_i * h_i^K)}$$

Donde:

F_i = cortante de cedencia en el nivel i de la edificación.

h_i = altura del nivel i desde el nivel de suelo.

$K = 1$ para $T \leq 0,5$ s

$K = 0,75$ para $0,5 < T \leq 2,5$ s

$K = 2$ para $T \geq 2,5$ s

Para este caso se utilizará una $K = 1$

El procedimiento empezará por calcular el C_{Vi} de cada nivel.

Tabla XVIII. **Datos preliminares (a)**

Nivel	Wi (ton)	hi (m)	Wi*hi	Wi*hi ¹
2,00	139,52	6,00	837,10	837,10
1,00	145,89	3,00	437,68	437,68
			ΣWi*hi¹	1 274,78

Fuente: elaboración propia.

$$C_{V1} = \frac{145,89 \text{ Ton} * 3^1 \text{ m}}{1\ 274,78 \text{ Ton} - \text{m}} = 0,3433$$

$$C_{V2} = \frac{139,52 \text{ Ton} * 6^1 \text{ m}}{1\ 274,78 \text{ Ton} - \text{m}} = 0,6567$$

Habiendo calculado el C_{Vi} , se determina la fuerza de cendencia por nivel que genera el corte basal:

$$F_1 = 0,3433 * 34,28 \text{ Ton} = 11,77 \text{ Ton}$$

$$F_2 = 0,6567 * 34,28 \text{ Ton} = 22,512 \text{ Ton}$$

Determinación de fuerza sísmica por marco: para calcular las fuerzas sísmicas que soportará cada uno de los marcos deberán realizarse varios cálculos como: fuerzas por nivel, rigidez, corte directo, centro de torsión y corte total.

Cálculo de rigidez: para este cálculo será necesario determinar la rigidez que poseen las columnas y las vigas por nivel que influyen cada nivel de la edificación, tanto en el eje X como en el eje Y.

Cálculo de rigidez del primer nivel eje X:

$$K = \frac{\text{Inercia}}{L}$$

$$\text{Inercia} = \frac{1}{12} * b * h^3$$

Tabla XIX. **Datos preliminares (b)**

Elemento	Base (cm)	Altura (cm)	Largo (cm)
Columna	30	30	420
Viga	25	40	415

Fuente: elaboración propia.

Rigidez de columnas (son 3 columnas en este eje)

$$\text{Inercia} = \frac{1}{12} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}^3 = 67\,500 \text{ cm}^4$$

$$\sum K_{Col.i} = \frac{67\,500 \text{ cm}^4}{420 \text{ cm}} * 3 = 482,14 \text{ cm}^3$$

Rigidez de vigas (son 2 en este eje)

$$\text{Inercia} = \frac{1}{12} * 25 \text{ cm} * 40 \text{ cm}^3 = 133\,333,33 \text{ cm}^4$$

$$\sum K_{V.i} = \frac{133\,333,33 \text{ cm}^4}{415 \text{ cm}} * 2 = 642,57 \text{ cm}^3$$

Después de haber determinado la rigidez de los elementos, se determina la rigidez total del marco en el eje y nivel bajo estudio mediante la siguiente ecuación:

$$R_i = \frac{48E}{h_i * \left[\frac{4 * h_i}{\sum K_{Col.i}} + \frac{h_{inf.} + h_s}{\sum K_{V.inf}} + \frac{h_i + h_{inf.}}{\sum K_{V.i}} \right]}$$

Donde:

h_i = altura del nivel en estudio

$h_{inf.}$ = altura del nivel inferior al de estudio

h_s = altura del nivel superior al de estudio

$\sum K_{Col.i}$ = sumatoria de rigideces de columnas del nivel en estudio

$\sum K_{V.inf.}$ = sumatoria de rigideces de vigas del nivel inferior al de estudio

$\sum K_{V.i}$ = sumatoria de rigideces de vigas del nivel en estudio

Tabla XX. **Datos preliminares (c)**

h_i (cm)	420,00
$h_{inf.}$ (cm)	0,00
h_s (cm)	0,00
$\sum K_{col.i}$	482,14
$\sum K_{v.i}$	642,57
$\sum K_{v.inf.}$	0,00

Fuente: elaboración propia.

$$R_{1X} = \frac{48E}{420 \text{ cm} * \left[\frac{4 * 420 \text{ cm}}{482,14 \text{ cm}^3} + \frac{0 + 300 \text{ cm}}{0} + \frac{420 \text{ cm} + 0}{642,57 \text{ cm}^3} \right]} = 0,02762E$$

Cálculo de rigidez del primer nivel eje Y:

$$K = \frac{Inercia}{L}$$

$$Inercia = \frac{1}{12} * b * h^3$$

Tabla XXI. **Datos preliminares (d)**

Elemento	Base (cm)	Altura (cm)	Largo (cm)
Columna	30	30	420
Viga	25	40	500

Fuente: elaboración propia.

Rigidez de columnas (son 4 columnas en este eje)

$$Inercia = \frac{1}{12} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}^3 = 67\,500 \text{ cm}^4$$

$$\sum K_{Col.i} = \frac{67\,500 \text{ cm}^4}{420 \text{ cm}} * 4 = 642,86 \text{ cm}^3$$

Rigidez de vigas (son 3 en este eje)

$$Inercia = \frac{1}{12} * 25 \text{ cm} * 40 \text{ cm}^3 = 133\,333,33 \text{ cm}^4$$

$$\sum K_{V.i} = \frac{133\,333,33 \text{ cm}^4}{500 \text{ cm}} * 3 = 800 \text{ cm}^3$$

Después de haber determinado la rigidez de los elementos, se encuentra la rigidez total del marco en el eje y nivel en estudio mediante la siguiente ecuación:

$$R_i = \frac{48E}{h_i * \left[\frac{4 * h_i}{\sum K_{Col.i}} + \frac{h_{inf.} + h_s}{\sum K_{V.inf}} + \frac{h_i + h_{inf.}}{\sum K_{V.i}} \right]}$$

Donde:

h_i = altura del nivel en estudio

$h_{inf.}$ = altura del nivel inferior al de estudio

h_s = altura del nivel superior al de estudio

$\sum K_{Col. i}$ = sumatoria de rigideces de columnas del nivel en estudio

$\sum K_{V.inf.}$ = sumatoria de rigideces de vigas del nivel inferior al de estudio

$\sum K_{V. i}$ = sumatoria de rigideces de vigas del nivel en estudio

Tabla XXII. **Datos preliminares (e)**

hi (cm)	420
hf inferior	0
hf superior	0
$\sum K_{col. i}$	642,86
$\sum K_{vi}$	800,00
K_{vf}	0

Fuente: elaboración propia.

$$R_{1Y} = \frac{48E}{420cm * \left[\frac{4 * 420cm}{642,86cm^3} + \frac{0 + 300cm}{0} + \frac{420cm + 0}{800cm^3} \right]} = 0,03642E$$

Cálculo de corte directo:

Este valor determina el corte que recibe cada marco, en cada eje y en el nivel que se está estudiando.

$$V_{di} = \frac{R_i}{\sum R_i} * V_i$$

Donde:

V_{di} = corte directo

R_i = rigidez del nivel en determinado marco

$\sum R_i$ = suma de las rigideces de los marcos que están en determinado sentido

V_i = corte del nivel bajo estudio

El corte del nivel bajo estudio se determina de la siguiente manera:

$$V_{Nivel 1} = F_1 + F_2 = 11,77 \text{ Ton} + 22,51 \text{ Ton} = 34,28 \text{ Ton}$$

La sumatoria de las rigideces depende del número de marcos que estén distribuidos en dicho eje (ver figura 1).

$$\sum R_{1X} = R_{1X} * \#marcos \text{ en el eje} = 0,02762E * 4 = 0,11E$$

$$\sum R_{1Y} = R_{1Y} * \#marcos \text{ en el eje} = 0,03642E * 3 \cong 0,11E$$

Habiendo determinado los datos anteriores se procede a calcular el corte directo en el eje X y el eje Y del nivel 1.

$$V_{di} = \frac{R_i}{\sum R_i} * V_i$$

$$V_{d1X} = \frac{0,02762E}{0,11E} * 34,28 \text{ Ton} = 8,57 \text{ Ton}$$

$$V_{d1Y} = \frac{0,03642E}{0,11E} * 34,28Ton = 11,43 Ton$$

Cálculo de centro de torsión:

El centro de torsión está relacionado con la excentricidad, la cual depende de la geometría del edificio; esta se da cuando el centro de masa de la estructura no coincide con el centro geométrico de la misma.

$$CT_i = \frac{\sum Momento}{\sum R_i}$$

$$Momento = R_i * X_i \text{ ó } Y_i$$

Donde:

CT_i = centro de torsión respecto a los marcos distribuidos en el eje X o Y.

$\sum R_i$ = suma de las rigideces de los marcos que están en determinado sentido.

R_i = rigidez del marco o eje.

X_i o Y_i = distancia perpendicular al eje en estudio desde un punto de referencia a cada marco.

Habiendo dicho lo anterior se procede a determinar el centro de torsión de la edificación.

Centro de torsión de los marcos en el eje X

Tabla XXIII. **Datos preliminares (f)**

Eje	Rx	Yi	Rx*Yi
4,00	0,03	0,00	0,00
3,00	0,03	5,00	0,14
2,00	0,03	10,00	0,28
1,00	0,03	15,00	0,41
ΣRx	0,11	ΣRx*Yi	0,83

Fuente: elaboración propia.

$$CT_x = \frac{\sum \text{Momento}}{\sum R_i} = \frac{0,83 \text{ Ton} - m}{0,11} = 7,50 \text{ m}$$

Centro de torsión de los marcos en el eje Y

Tabla XXIV. **Datos preliminares (g)**

Eje	Ry	Xi	Ry*Xi
A	0,04	0,00	0,00
B	0,04	4,15	0,15
C	0,04	8,30	0,30
ΣRy	0,11	ΣRy*Xi	0,45

Fuente: elaboración propia.

$$CT_y = \frac{\sum \text{Momento}}{\sum R_i} = \frac{0,45 \text{ Ton} - m}{0,11} = 4,15 \text{ m}$$

La longitud de la estructura en el eje X es de 8,30 m y en el eje Y es de 15 m, se puede establecer que el centro de torsión de la edificación coincide con su centro geométrico por lo que no hay excentricidad alguna. Sin embargo Agies menciona que cuando no hay excentricidad se debe calcular una

excentricidad accidental, la cual es del 5 por ciento de la dimensión perpendicular a las fuerzas consideradas.

Centro de torsión de los marcos en el eje X considerando excentricidad accidental:

$$CT_X = 7,50 \text{ m} + (0,05 * 15 \text{ m}) = 8,25 \text{ m}$$

Centro de torsión de los marcos en el eje Y considerando excentricidad accidental:

$$CT_Y = 4,15 \text{ m} + (0,05 * 8,30 \text{ m}) = 4,57 \text{ m}$$

Cálculo de cortante por torsión:

Para determinar el valor de cortante por torsión, es necesario conocer primero el valor del momento torsor.

$$MT_i = F_i * e_{X \text{ ó } Y}$$

Momento torsor en marcos de eje X:

$$MT_X = F_1 * e_Y = 34,28 \text{ Ton} * (4,57 \text{ m} - 4,15 \text{ m}) = 14,23 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento torsor en marcos de eje Y:

$$MT_Y = F_1 * e_X = 34,28 \text{ Ton} * (8,25 \text{ m} - 7,50 \text{ m}) = 25,71 \text{ Ton} - \text{m}$$

Habiendo determinado los momentos flectores, se procede a la determinación del cortante por torsión en cada eje, utilizando la siguiente ecuación:

$$V_{iX} = \left[\frac{R_X * Y_{iT}}{\sum(R_X * Y_{iT}^2 + R_Y * X_{iT}^2)} \right] * MT_X$$

$$Y_{iT} = Y_i - CT_Y$$

$$V_{iY} = \left[\frac{R_Y * X_{iT}}{\sum(R_X * Y_{iT}^2 + R_Y * X_{iT}^2)} \right] * MT_Y$$

$$X_{iT} = X_i - CT_X$$

Tabla XXV. **Datos preliminares para eje X**

Eje	Rx	Yi	CTy (m)	Yit	Rx*Yit	Rx*Yit^2
4	0,02762	0,00	4,57	-4,57	-0,126	0,58
3	0,02762	5,00	4,57	0,43	0,012	0,01
2	0,02762	10,00	4,57	5,44	0,150	0,82
1	0,02762	15,00	4,57	10,44	0,288	3,01
					∑ Rx*Yit^2	4,40

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. **Datos preliminares para eje Y**

Eje	Ry	Xi	CTx (m)	Xit	Ry*Xit	Ry*Xit^2
A	0,03642	0,00	8,25	-8,25	-0,30043	0,00329
B	0,03642	4,15	8,25	-4,10	-0,14931	0,00081
C	0,03642	8,30	8,25	0,05	0,00182	1,21E-07
					∑ Ry*Xit^2	0,004

Fuente: elaboración propia.

Cortante por torsión de marcos en el eje X

Eje 4:

$$V_{iX} = \left[\frac{-0,126}{(4,404 + 0,004)} \right] * 14,23 \text{ Ton} - m = -0,407 \text{ Ton}$$

Eje 3:

$$V_{iX} = \left[\frac{0,012}{(4,404 + 0,004)} \right] * 14,23 \text{ Ton} - m = 0,0388 \text{ Ton}$$

Eje 2:

$$V_{iX} = \left[\frac{0,150}{(4,404 + 0,004)} \right] * 14,23 \text{ Ton} - m = 0,484 \text{ Ton}$$

Eje 1:

$$V_{iX} = \left[\frac{0,288}{(4,404 + 0,004)} \right] * 14,23 \text{ Ton} - m = 0,930 \text{ Ton}$$

Cortante por torsión de marcos en el eje Y

Eje A:

$$V_{iY} = \left[\frac{-0,300}{(4,404 + 0,004)} \right] * 25,71 \text{ Ton} = -1,752 \text{ Ton}$$

Eje B:

$$V_{iY} = \left[\frac{-0,14931}{(4,404 + 0,004)} \right] * 25,71 \text{ Ton} = -0,871 \text{ Ton}$$

Eje C:

$$V_{iY} = \left[\frac{0,0082}{(4,404 + 0,004)} \right] * 25,71 \text{ Ton} = 0,0106 \text{ Ton}$$

Cálculo de cortante total:

El corte total, es la capacidad que soporta cada uno de los marcos tanto en el eje X como en el eje Y. Es importante notar que se tomará el mayor valor de cada eje y cada nivel para el análisis estructural.

$$V_{Total} = Vd_i + V_i$$

Cortante total en X:

Eje 4:

$$V_{Total} = 8,57 \text{ Ton} + (-0,407 \text{ Ton}) = 8,164 \text{ Ton}$$

Eje 3:

$$V_{Total} = 8,57 \text{ Ton} + 0,0388 \text{ Ton} = 8,610 \text{ Ton}$$

Eje 2:

$$V_{Total} = 8,57 \text{ Ton} + 0,484 \text{ Ton} = 9,055 \text{ Ton}$$

Eje 1:

$$V_{Total} = 8,57 \text{ Ton} + 0,930 \text{ Ton} = 9,325 \text{ Ton}$$

Cortante total en Y:

Eje A:

$$V_{Total} = 11,43 \text{ Ton} + (-1,752 \text{ Ton}) = 9,68 \text{ Ton}$$

Eje B:

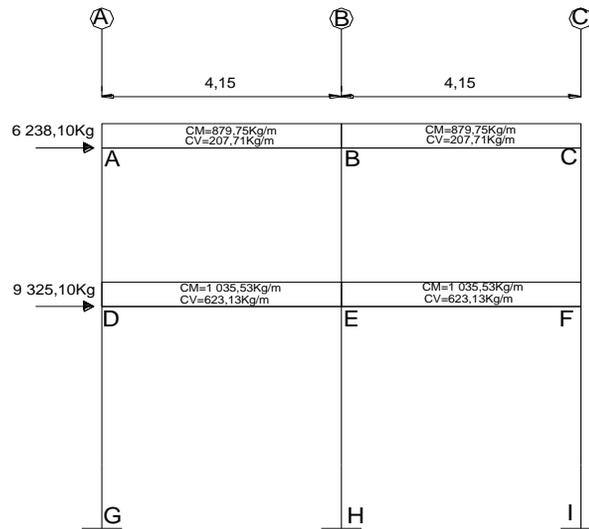
$$V_{Total} = 11,43 \text{ Ton} + (-0,871 \text{ Ton}) = 10,56 \text{ Ton}$$

Eje C:

$$V_{Total} = 11,43 \text{ Ton} + 0,0106 = 11,441 \text{ Ton}$$

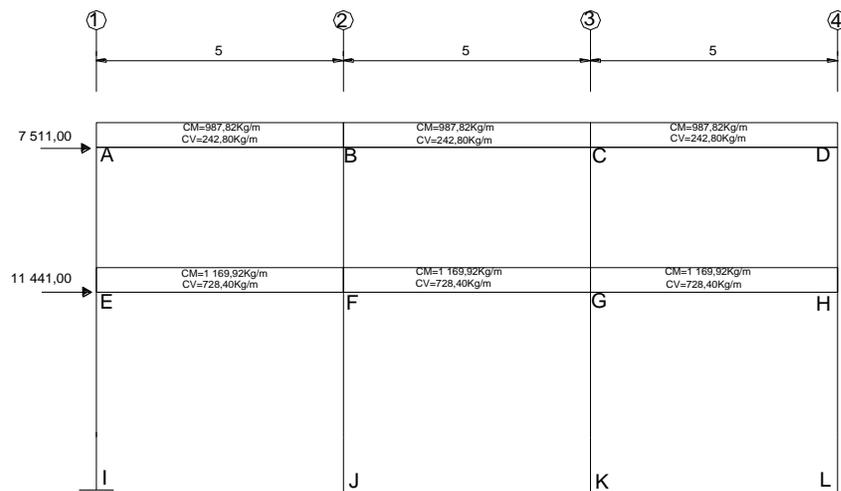
El mayor cortante total en el eje X se ubica en el eje 1 y es de 9,325 Ton y en el eje Y se ubica en el eje 1 y es de 11,441 Ton. Estos cortantes serán los que se utilizarán en el análisis estructural junto con las mayores cargas verticales, tanto muertas como vivas.

Figura 6. **Marco típico sentido X, diagrama de cargas verticales y horizontales**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 7. **Marco típico sentido Y, diagrama de cargas verticales y horizontales**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

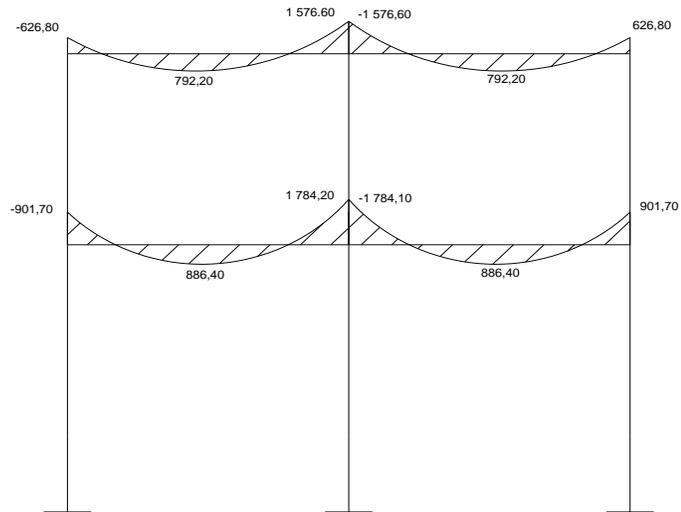
2.1.4.2.3. Análisis de marcos dúctiles por un método de análisis estructural numérico y comprobación por medio de SAP 2000

Para el proceso de análisis estructural se utilizó el software SAP 2000, por medio del cual se logró determinar los momentos en cada uno de los elementos estructurales, luego se realizó una comprobación a través del método numérico de Kani, concluyendo que los resultados variaron en un porcentaje mínimo de 5 % por lo que se considera aceptable.

El método de Kani posee una ventaja cuando se trata de calcular la deformación horizontal producida por la asimetría de las cargas, o por cargas horizontales. Aparte de lo anteriormente mencionado, tiene también la ventaja, aun en el caso de no considerar desplazamiento de los nodos, que es un método correctivo, por eliminarse automáticamente los errores que no sean de planteamiento del cálculo.

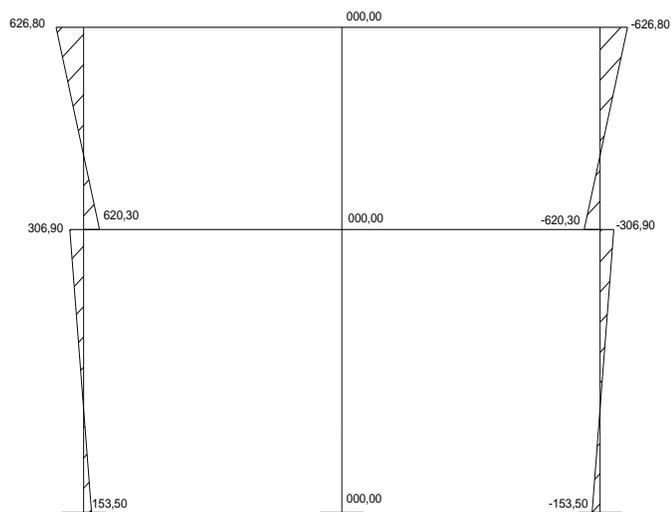
El análisis se realizó para cada una de las cargas, siendo estas: carga muerta, carga viva y sismo. Los datos se ingresaron al software, de acuerdo con los modelos resultantes de las cargas en el edificio, los que se presentan a continuación; para diseño estructural, se utilizan los resultados obtenidos del método numérico de Kani, debido a las ventajas mencionadas.

Figura 8. **Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en vigas en el sentido X**



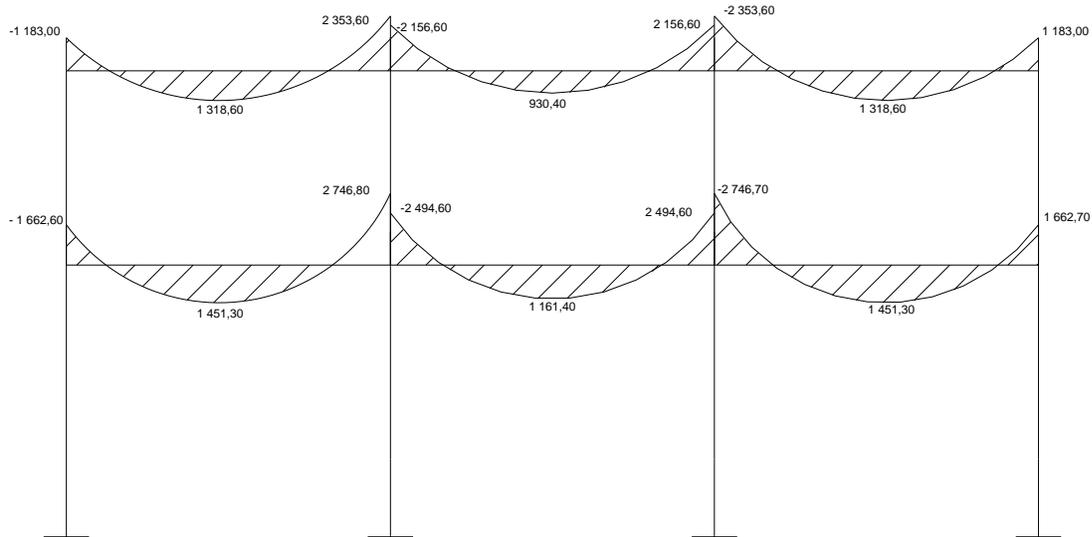
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 9. **Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en columnas en el sentido X**



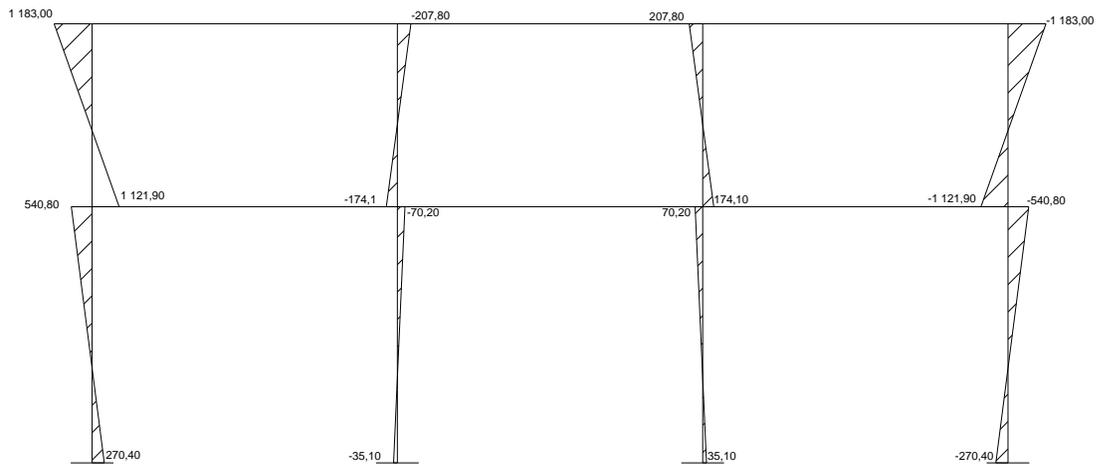
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 10. **Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en vigas en el sentido Y**



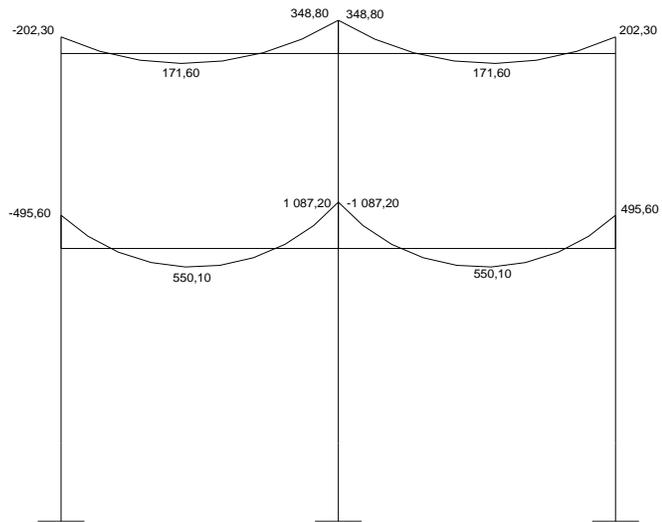
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 11. **Diagrama de momentos (kg-m), carga muerta en columnas en el sentido Y**



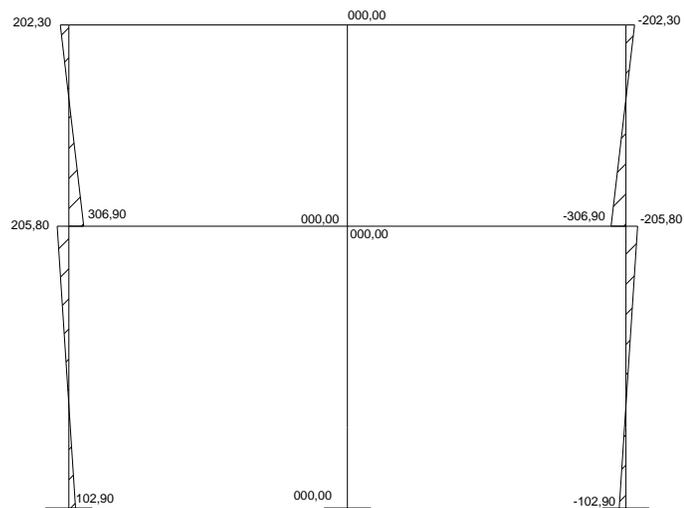
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 12. **Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en vigas en el sentido X**



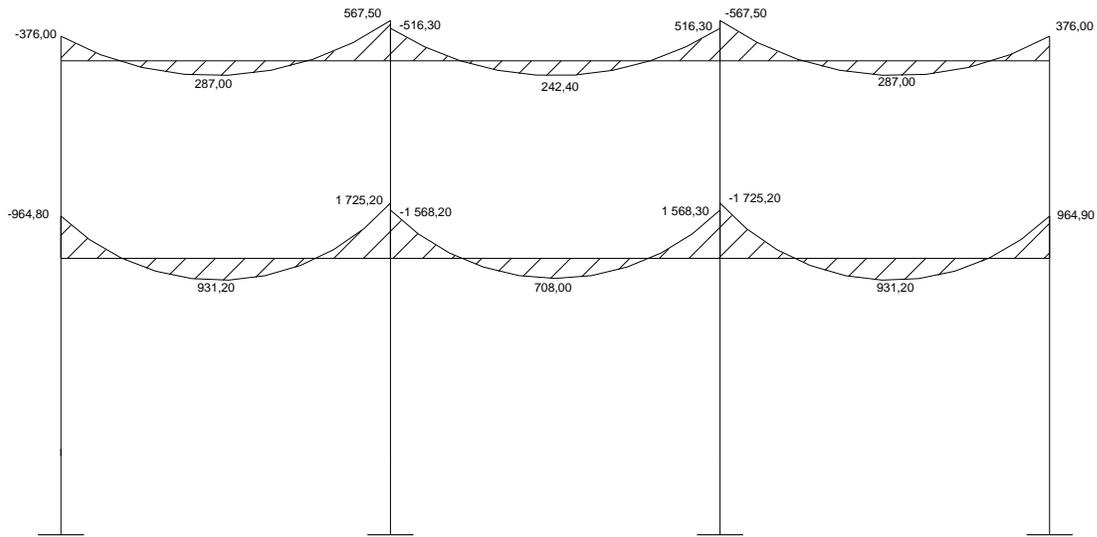
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 13. **Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en columnas en el sentido X**



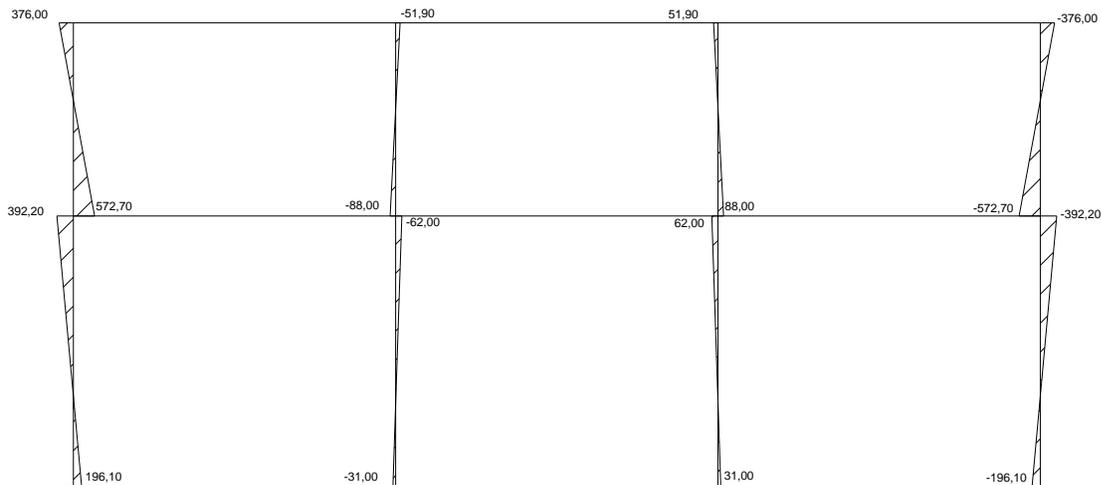
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 14. **Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en vigas en el sentido Y**



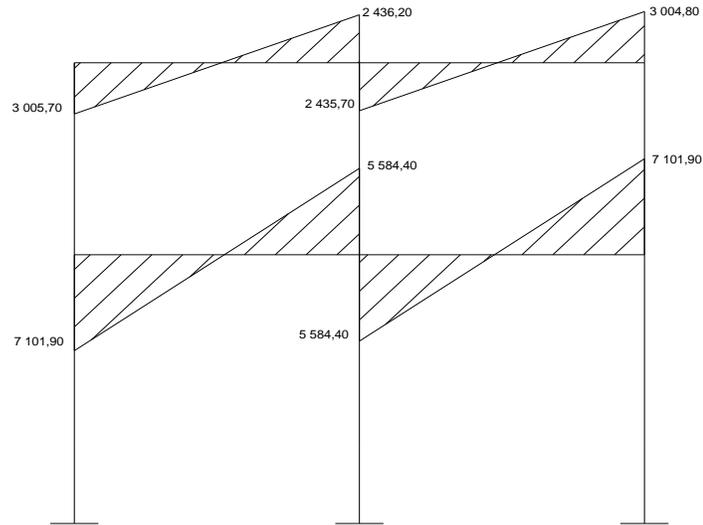
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 15. **Diagrama de momentos (kg-m), carga viva en columnas en el sentido Y**



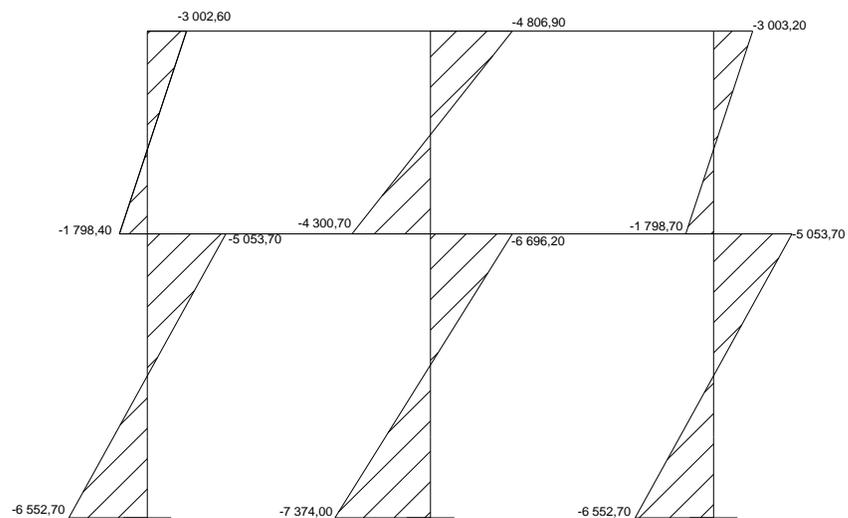
Fuente: elaboración propia en programa AutpCAD.

Figura 16. **Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en vigas en el sentido X**



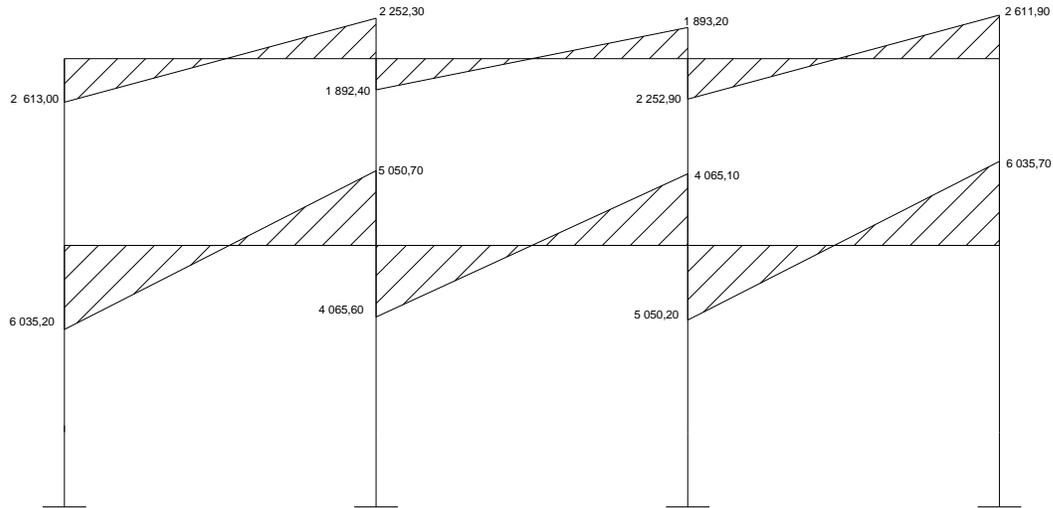
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 17. **Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en columnas en el sentido X**



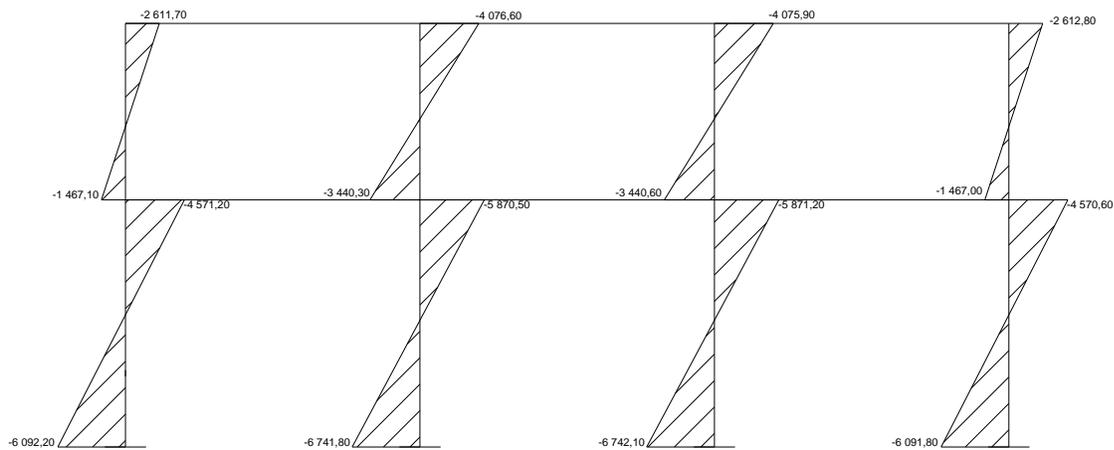
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 18. **Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en vigas en el sentido Y**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 19. **Diagrama de momentos (kg-m), carga sísmica en columnas en el sentido Y**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

2.1.4.2.4. Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos muestra los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir en un elemento estructural como vigas y columnas al superponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo, las cargas consideradas para el análisis serán uniformemente distribuidas.

De acuerdo con el reglamento ACI, se considerarán cinco combinaciones de carga con el propósito de determinar la condición de diseño más crítica para vigas y columnas del edificio, generando el diseño que resista las cargas multiplicadas por los factores apropiados; cada factor está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida útil de la estructura. A continuación se exponen las combinaciones para determinar los momentos últimos y corte en vigas y columnas.

Momento último positivo:

$$M_{(+)} = 1,4 * M_{CM(+)} + 1,7 * M_{CV(+)}$$

Momentos últimos negativos en vigas y columnas:

$$M_{(-)} = 0,75 * (1,4 * M_{CM} + 1,7 * M_{CV} - 1,87 * M_S)$$

$$M_{(-)} = 0,75 * (1,4 * M_{CM} + 1,7 * M_{CV} + 1,87 * M_S)$$

Momentos últimos de inversión en vigas:

$$M_{(-)} = 0,90 * M_{CM} - 1,43 * M_S$$

$$M_{(-)} = 0,90 * M_{CM} + 1,43 * M_S$$

Para describir el procedimiento de determinación de momentos últimos y cortes últimos se utilizará el marco típico del eje X.

Cálculo de momentos positivos marco típico sentido X:

$$M_{A-B(+)} = (1,4 * 792,20) + (1,7 * 171,60) = 1\ 400,80\ Kg - m$$

$$M_{B-C(+)} = (1,4 * 792,20) + (1,7 * 171,60) = 1\ 400,80\ Kg - m$$

$$M_{D-E(+)} = (1,4 * 886,40) + (1,7 * 550,10) = 2\ 176,10\ Kg - m$$

$$M_{E-F(+)} = (1,4 * 886,40) + (1,7 * 550,10) = 2\ 176,10\ Kg - m$$

Cálculo de momentos últimos negativos en vigas, marco típico sentido X:

$$M_{A-B(-)} = 0,75 * [(1,4 * -626,80) + (1,7 * -202,30) - (1,87 * 3\ 005,70)] = -5\ 131,50\ Kg - m$$

$$M_{B-A(-)} = 0,75 * [(1,4 * 1\ 576,60) + (1,7 * 348,80) + (1,87 * 2\ 436,20)] = 5\ 517,00\ Kg - m$$

$$M_{B-C(-)} = 0,75 * [(1,4 * -1\ 576,60) + (1,7 * -348,80) - (1,87 * 2\ 435,70)]$$

$$= -5\ 516,40\ Kg - m$$

$$M_{C-B(-)} = 0,75 * [(1,4 * 626,80) + (1,7 * 202,30) + (1,87 * 3\ 004,80)] = 5\ 130,40\ Kg - m$$

$$M_{D-E(-)} = 0,75 * [(1,4 * -901,70) + (1,7 * -495,60) - (1,87 * 7\ 101,90)]$$

$$= -11\ 539,10\ Kg - m$$

$$M_{E-D(-)} = 0,75 * [(1,4 * 1\ 784,20) + (1,7 * 1\ 087,20) + (1,87 * 5\ 584,40)] = 11\ 091,60\ Kg - m$$

$$M_{E-F(-)} = 0,75 * [(1,4 * -1\ 784,10) + (1,7 * -1\ 087,20) - (1,87 * 5\ 584,40)]$$

$$= -11\ 091,60\ Kg - m$$

$$M_{F-E(-)} = 0,75 * [(1,4 * 901,70) + (1,7 * 495,60) + (1,87 * 7 101,90)] = 11 539,10 Kg - m$$

Cálculo de momentos últimos de inversión en vigas, marco típico sentido

X:

$$M_{A-B(-)} = (0,90 * -626,80) - (1,43 * 3 005,70) = -4 862,20 Kg - m$$

$$M_{B-A(-)} = (0,90 * 1 576,60) + (1,43 * 2 436,20) = 4 902,70 Kg - m$$

$$M_{B-C(-)} = (0,90 * -1 576,60) - (1,43 * 2 435,70) = -4 902,10 Kg - m$$

$$M_{C-B(-)} = (0,90 * 626,80) + (1,43 * 3 004,80) = 4 861,00 Kg - m$$

$$M_{D-E(-)} = (0,90 * -901,70) - (1,43 * 7 101,90) = -10 967,30 Kg - m$$

$$M_{E-D(-)} = (0,90 * 1 784,20) + (1,43 * 5 584,40) = 9 592,40 Kg - m$$

$$M_{E-F(-)} = (0,90 * -1 784,10) - (1,43 * 5 584,40) = -9 591,40 Kg - m$$

$$M_{F-E(-)} = (0,90 * 901,70) + (1,43 * 7 101,90) = 10 967,30 Kg - m$$

Cálculo de momentos últimos en columnas, marco típico sentido X:

$$M_{A-D(-)} = 0,75 * [(1,4 * 626,80) + (1,7 * 202,30) - (1,87 * -3 002,60)] = 5 127,20 Kg - m$$

$$M_{D-A(-)} = 0,75 * [(1,4 * 620,30) + (1,7 * 306,90) - (1,87 * -1 798,40)] = 3 564,90 Kg - m$$

$$M_{B-E(-)} = 0,75 * [(1,4 * 0,00) + (1,7 * 0,00) + (1,87 * -4 806,90)] = -6 741,70 Kg - m$$

$$M_{E-B(-)} = 0,75 * [(1,4 * 0,00) + (1,7 * 0,00) + (1,87 * -4 300,70)] = -6 031,70 Kg - m$$

$$M_{C-F(-)} = 0,75 * [(1,4 * -626,80) + (1,7 * -202,30) + (1,87 * -3 003,20)]$$

$$= -5 128,10 Kg - m$$

$$M_{F-C(-)} = 0,75 * [(1,4 * -620,30) + (1,7 * -306,90) + (1,87 * -1 798,70)]$$

$$= -3 565,40 Kg - m$$

$$M_{D-G(-)} = 0,75 * [(1,4 * 306,90) + (1,7 * 205,80) - (1,87 * -5 053,70)] = 7 672,40 Kg - m$$

$$M_{G-D(-)} = 0,75 * [(1,4 * 153,50) + (1,7 * 102,90) - (1,87 * -6 552,70)] = 9 482,50 Kg - m$$

$$M_{E-H(-)} = 0,75 * [(1,4 * 0,00) + (1,7 * 0,00) + (1,87 * -6 696,20)] = -9 391,40 Kg - m$$

$$M_{H-E(-)} = 0,75 * [(1,4 * 0,00) + (1,7 * 0,00) + (1,87 * -7 374,00)] = -10 342,00 Kg - m$$

$$M_{F-I(-)} = 0,75 * [(1,4 * -306,90) + (1,7 * -205,80) + (1,87 * -5 053,70)]$$

$$= -7 672,40 Kg - m$$

$$M_{I-F(-)} = 0,75 * [(1,4 * -153,50) + (1,7 * -102,90) + (1,87 * -6 552,70)]$$

$$= -9 482,50 Kg - m$$

Cálculo de cortes últimos en vigas, marco típico sentido X:

$$V_U = 0,75 * \left[\frac{1,4(W_{CM} * L)}{2} + \frac{1,7(W_{CV} * L)}{2} + \frac{1,87(\sum M_S)}{L} \right]$$

$$V_{A-B} = 0,75 * \left[\frac{1,4(879,70 * 4,15)}{2} + \frac{1,7(207,70 * 4,15)}{2} + \frac{1,87(3 005,70 + 2 436,20)}{4,15} \right] = 4 305,40 Kg$$

$$V_{B-C} = 0,75 * \left[\frac{1,4(879,70 * 4,15)}{2} + \frac{1,7(207,70 * 4,15)}{2} + \frac{1,87(2 435,70 + 3 004,80)}{4,15} \right] = 4 304,90 Kg$$

$$V_{D-E} = 0,75 * \left[\frac{1,4(1 035,50 * 4,15)}{2} + \frac{1,7(623,10 * 4,15)}{2} + \frac{1,87(7 101,90 + 5 584,40)}{4,15} \right] = 8 192,10 Kg$$

$$V_{E-F} = 0,75 * \left[\frac{1,4(1 035,50 * 4,15)}{2} + \frac{1,7(623,10 * 4,15)}{2} + \frac{1,87(5 584,40 + 7 101,90)}{4,15} \right] = 8 192,10 Kg$$

Cálculo de cortes últimos en columnas, marco típico sentido X:

$$V_C = \frac{\sum M_{COL}}{L}$$

Nota: se utilizan los momentos negativos más grandes de cada columna.

$$V_{A-D} = \frac{(5 127,20 + 3 564,90)}{3} = 2 897,40 Kg$$

$$V_{B-E} = \frac{(-6 741,70 - 6 031,70)}{3} = -4 257,80 Kg$$

$$V_{C-F} = \frac{(-5 128,10 - 3 565,40)}{3} = -2 897,80 Kg$$

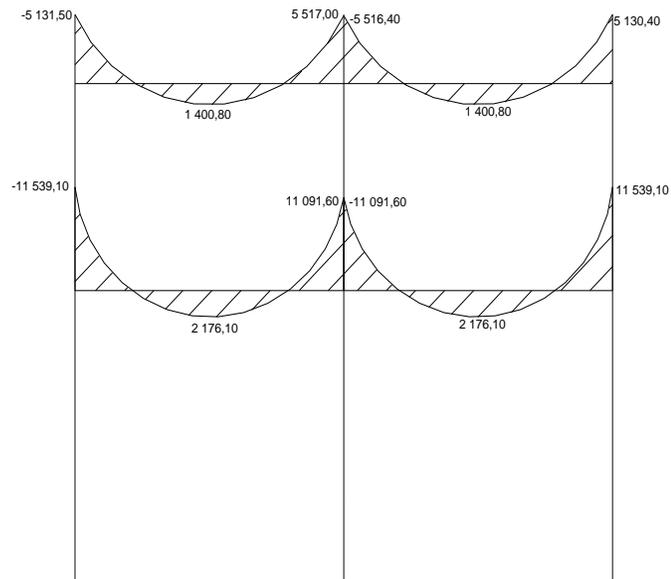
$$V_{D-G} = \frac{(7 672,40 + 9 482,50)}{3} = 4 288,70 Kg$$

$$V_{E-H} = \frac{(-9\,391,40 - 10\,342,00)}{3} = -4\,933,30 \text{ Kg}$$

$$V_{F-I} = \frac{(-7\,672,40 - 9\,482,50)}{3} = -4\,288,70 \text{ Kg}$$

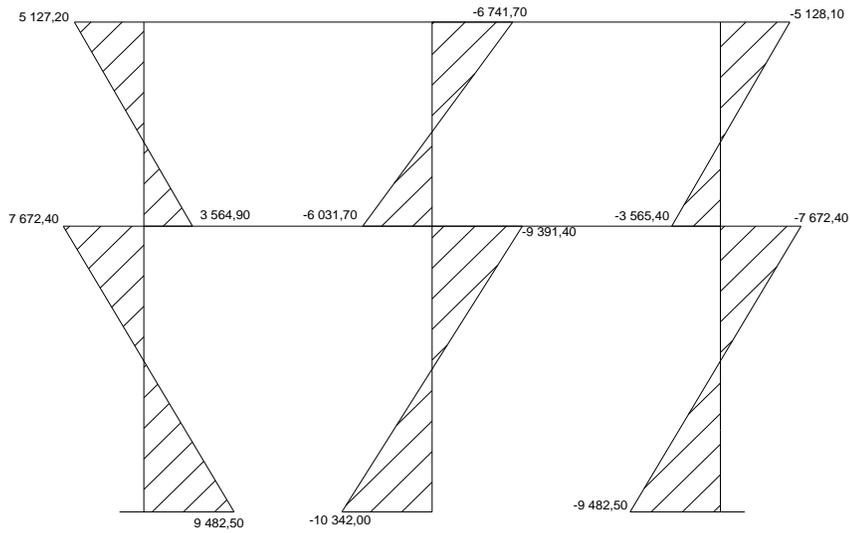
2.1.4.2.5. Diagramas de cortes y momentos últimos

Figura 20. Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) sentido X



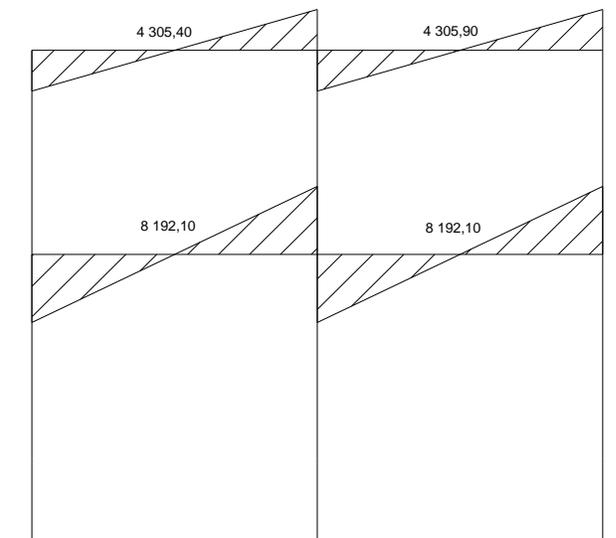
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 21. **Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) sentido X**



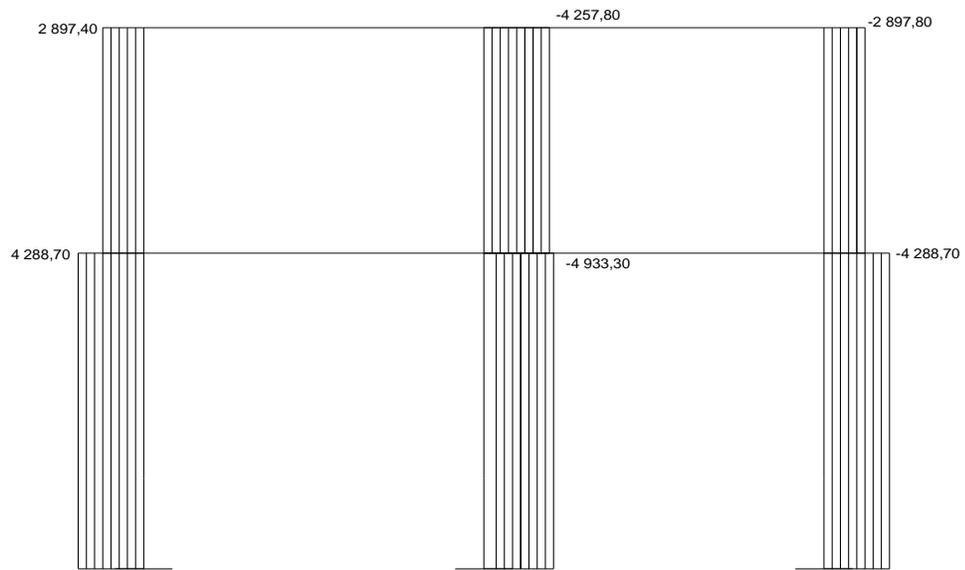
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 22. **Diagrama de cortes últimos en vigas (kg-m) sentido X**



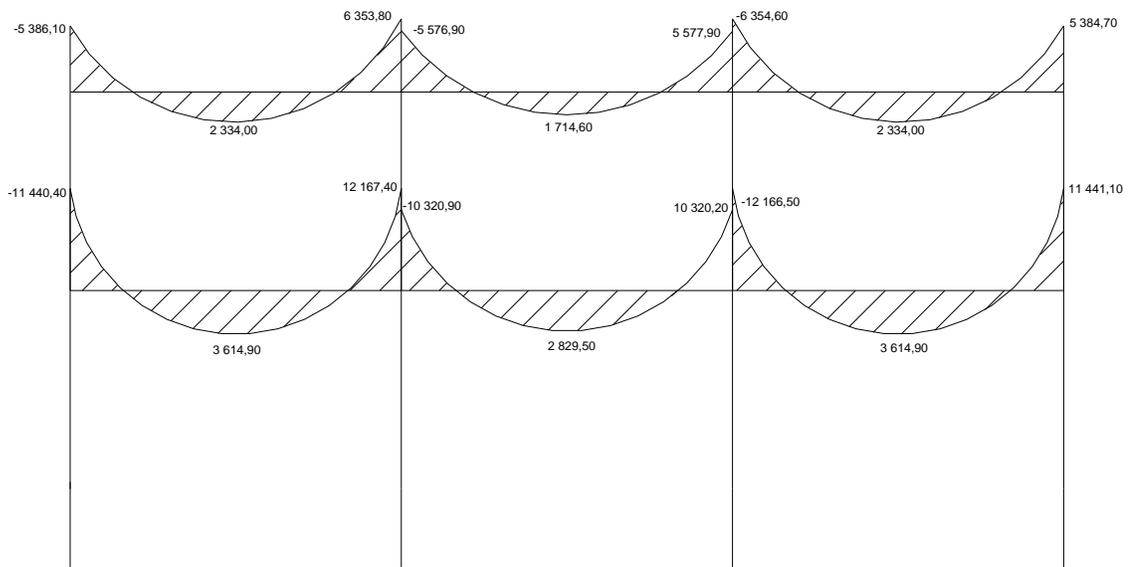
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 23. Diagrama de cortes últimos en columnas (kg-m) sentido X



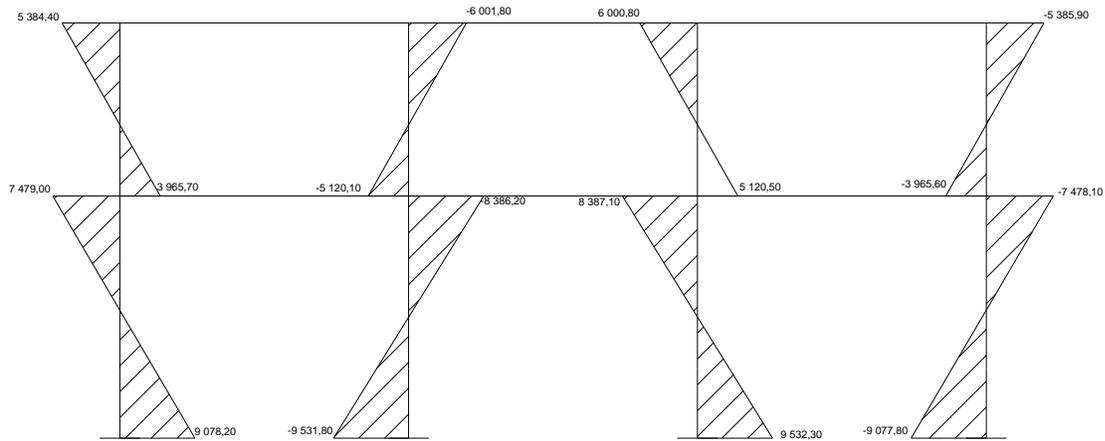
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 24. Diagrama de momentos últimos en vigas (kg-m) sentido Y



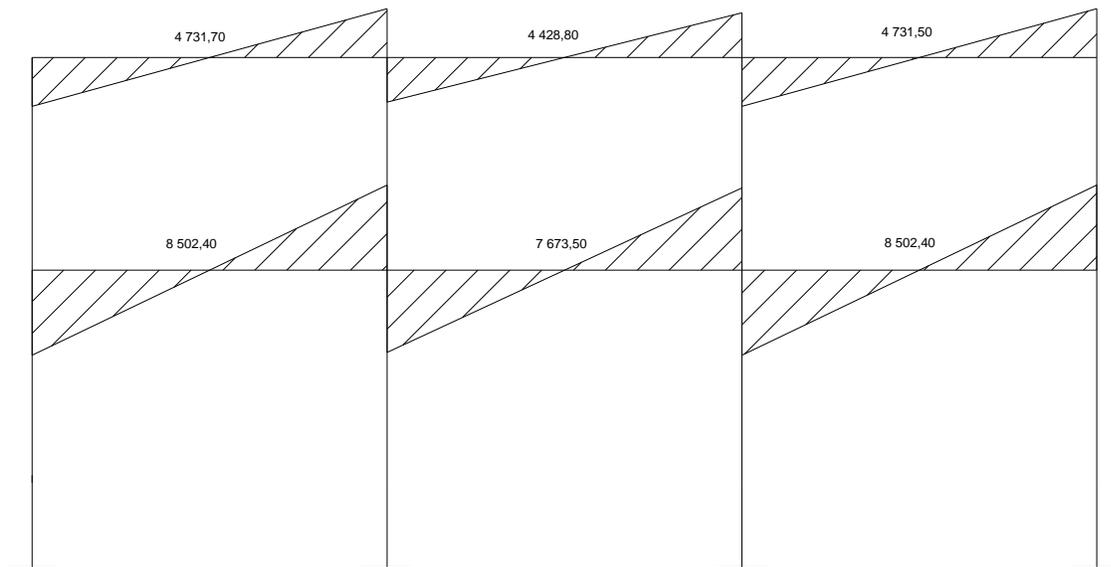
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 25. Diagrama de momentos últimos en columnas (kg-m) sentido Y



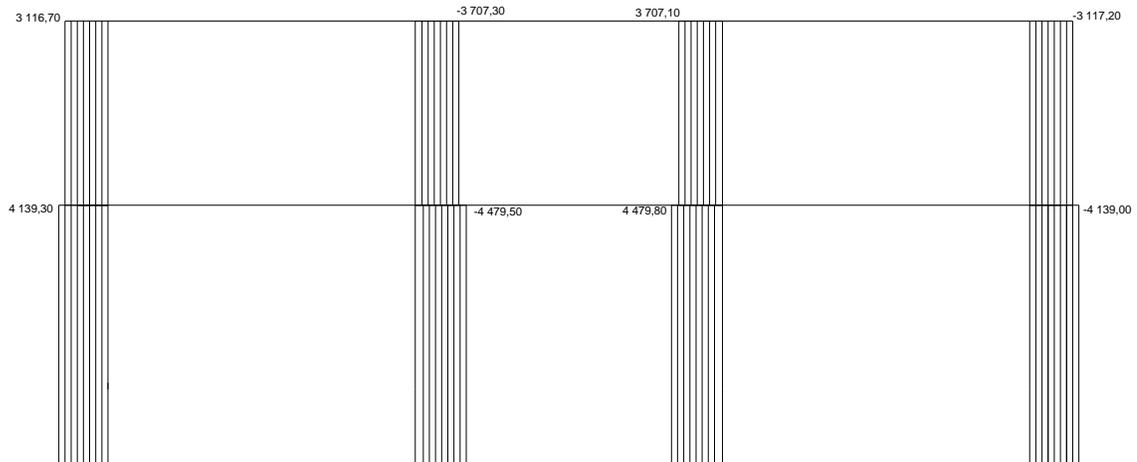
Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 26. Diagrama de cortes últimos en vigas (kg-m) sentido Y



Fuente: elaboración propia en AutoCAD.

Figura 27. Diagrama de cortes últimos en columnas (kg-m) sentido Y



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

2.1.4.3. Dimensionamiento

Para determinar el acero que requiere una losa es necesario establecer las dimensiones de la misma, además de las cargas tanto vivas como muertas que afectan a dicha losa.

2.1.4.3.1. Diseño de losas

Diseño de losa primer nivel

Datos preliminares:

$$F_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$W_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/cm}^3$$

Determinación de espesor “t”

$$t = \frac{\text{Perímetro losa}}{180}$$
$$t = \frac{2 * (5 + 4,15)}{180} = 0,102 \text{ m} \cong 0,12 \text{ m}$$

Integración de cargas

Carga muerta:

$$CM_{\text{Concreto}} = (2\,400 \text{ Kg/m}^3) * (0,12\text{m}) = 288 \text{ Kg/m}^2$$
$$CM_{\text{Sobre carga}} = 60 \text{ Kg/m}^2$$
$$CM_{\text{Acabados}} = 30 \text{ Kg/m}^2$$
$$CMU = 1,4 * (CM_{\text{Concreto}} + CM_{\text{Sobre carga}} + CM_{\text{Acabados}})$$
$$CMU = 1,4 * (288 \text{ Kg/m}^2 + 60 \text{ Kg/m}^2 + 30 \text{ Kg/m}^2) = 529,20 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva:

$$CV = 300 \text{ Kg/m}^2$$
$$CVU = 1,6 * (CV)$$
$$CVU = 1,6 * (300 \text{ Kg/m}^2) = 480 \text{ Kg/m}^2$$

Carga última total:

$$CUT = CMU + CVU$$
$$CUT = 529,20 \text{ Kg/m}^2 + 480 \text{ Kg/m}^2 = 1\,009,20 \text{ Kg/m}^2$$

Como el diseño de losa se realiza tomando en cuenta una franja unitaria de 1 m, la carga distribuida "W" será la siguiente:

$$W = CUT * 1m$$
$$W = (1\,009,20 \text{ Kg}/\text{m}^2) * 1m = 1\,009,20 \text{ Kg}/\text{m}$$

Determinación de momentos en losas

Relación "m":

Todas las losas que trabajan en dos sentidos poseen las mismas dimensiones, por lo que se utilizará la misma relación para todas.

$$m = \frac{\text{Lado}_{\text{corto}}}{\text{Lado}_{\text{largo}}}$$
$$m = \frac{4,15m}{5m} = 0,83 \cong 0.85$$

Cálculo de momentos actuantes negativos y positivos según método 3 ACI 318-05:

Momentos negativos:

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

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

Momentos positivos:

$$M_{a(+)} = C_{am-} * C_{Mu} * a^2 + C_{av-} * C_{Vu} * a^2$$

$$M_{b(+)} = C_{bm-} * C_{Mu} * b^2 + C_{bv-} * C_{Vu} * b^2$$

Donde:

C_b = coeficiente para momentos negativos

C_{bm} = coeficiente para momentos positivos debido a carga muerta

C_{bv} = coeficiente para momentos positivos debido a carga viva

Análisis de losas 3,4 “Caso 8”:

$$M_a(-) = 0,049 * (1\,009,20 \text{ Kg/m}) * (4,15 \text{ m})^2 = 851,67 \text{ Kg} - m$$

$$\begin{aligned} M_a(+) &= 0,029 * (529,20 \text{ Kg/m}) * (4,15 \text{ m})^2 + 0,040 * (480 \text{ Kg/m}) * (4,15 \text{ m})^2 \\ &= 594,98 \text{ Kg} - m \end{aligned}$$

$$M_b(-) = 0,046 * (1\,009,20 \text{ Kg/m}) * (5 \text{ m})^2 = 1\,160,58 \text{ Kg} - m$$

$$M_b(+) = 0,017 * (529,20 \text{ Kg/m}) * (5 \text{ m})^2 + 0,022 * (480 \text{ Kg/m}) * (5 \text{ m})^2 = 488,91 \text{ Kg} - m$$

En los lados donde no existe continuidad los momentos se determinan de la siguiente manera:

$$M_i(-) = \frac{1}{3} * M_i(\mp)$$

$$M_a(-) = \frac{1}{3} * (594,98 \text{ Kg} - m) = 198,33 \text{ Kg} - m$$

Análisis de losas 1, 2, 5, 6 “Caso 4”:

$$M_a(-) = 0,066 * (1\,009,20 \text{ Kg/m}) * (4,15 \text{ m})^2 = 1\,147,14 \text{ Kg} - m$$

$$\begin{aligned} M_a(+) &= 0,036 * (529,20 \text{ Kg/m}) * (4,15 \text{ m})^2 + 0,043 * (480 \text{ Kg/m}) * (4,15 \text{ m})^2 \\ &= 683,58 \text{ Kg} - m \end{aligned}$$

$$M_b(-) = 0,034 * (1\,009,20 \text{ Kg/m}) * (5 \text{ m})^2 = 857,82 \text{ Kg} - m$$

$$M_b(+) = 0,019 * (529,20 \text{ Kg/m}) * (5 \text{ m})^2 + 0,023 * (480 \text{ Kg/m}) * (5 \text{ m})^2 = 527,37 \text{ Kg} - m$$

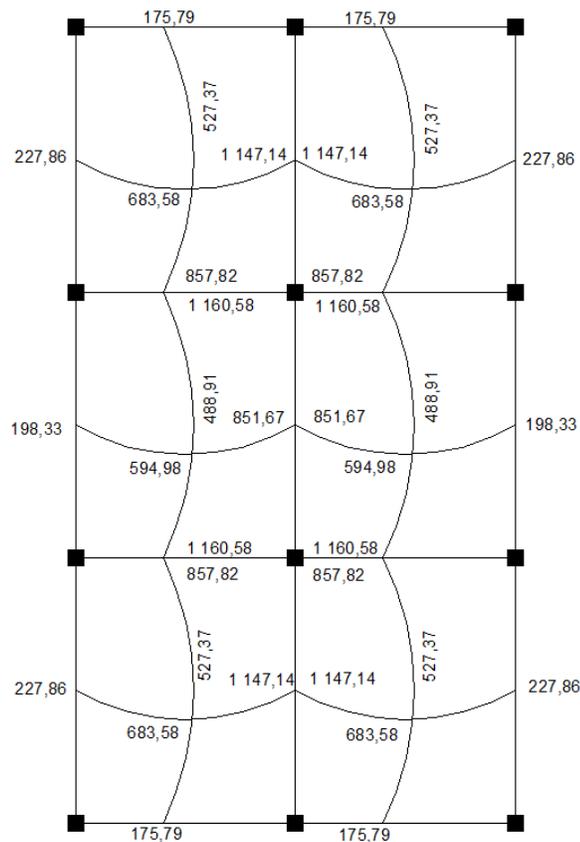
En los lados donde no existe continuidad los momentos se determinan de la siguiente manera:

$$M_i(-) = \frac{1}{3} * M_i(\mp)$$

$$M_a(-) = \frac{1}{3} * (683,58 \text{ Kg} - m) = 227,86 \text{ Kg} - m$$

$$M_b(-) = \frac{1}{3} * (527,37 \text{ Kg} - m) = 175,79 \text{ Kg} - m$$

Figura 28. **Planta de distribución de momentos no balanceados en losa primer nivel (kg-m)**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Balance de momentos: cuando las losas tienen un lado en común y tienen momentos diferentes, se deben balancear dichos momentos antes de proceder a diseñar los refuerzos que requiere. El procedimiento es el siguiente:

$$M_1 = 857,82 \text{ Kg} - m \quad M_2 = 1\,160,58 \text{ Kg} - m$$

$$\text{Si } M_1 > 0,80M_2 \text{ entonces } M_B = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$0,80(1\,160,58) = 928,46 > 857,82; \text{ no cumple}$$

Como no se cumple el parámetro anterior se procede a calcular el momento balanceado mediante rigideces.

$$K_1 = \frac{1}{L} = \frac{1}{5m} = 0,20 \quad K_2 = \frac{1}{L} = \frac{1}{5m} = 0,20$$

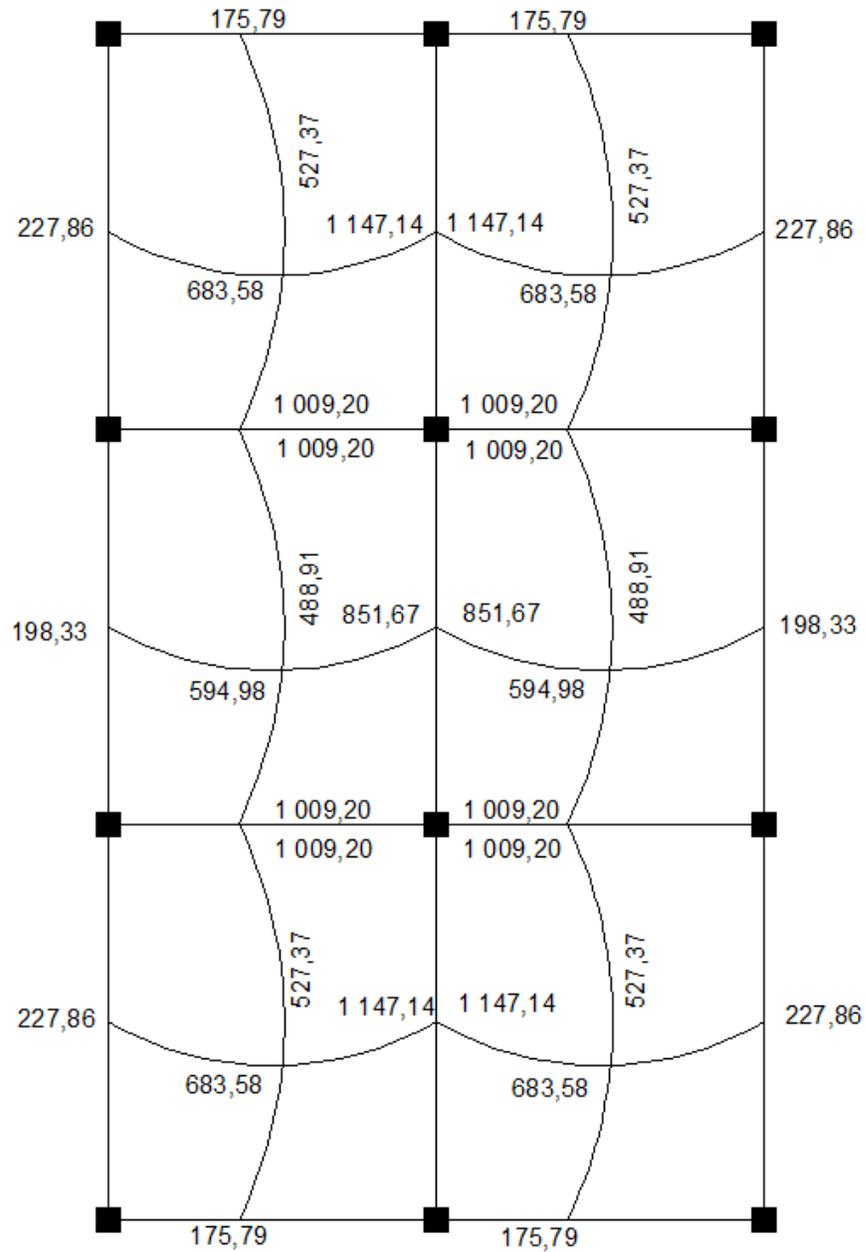
$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,20}{0,40} = 0,50 \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0,20}{0,40} = 0,50$$

$$M_B = M_1 + (M_2 - M_1) * D_1 = 857,82 + (1\,160,58 - 857,82) * 0,50 \\ = 1\,009,20 \text{ Kg} - m$$

Comprobación:

$$M_B = M_2 - (M_2 - M_1) * D_2 = 1\,160,58 - (1\,160,58 - 857,82) * 0,50 \\ = 1\,009,20 \text{ Kg} - m$$

Figura 29. **Planta de distribución de momentos balanceados en losa primer nivel (kg-m)**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Determinación de área de acero y espaciamiento:

Recubrimiento= 2,50 cm

$\Phi \cong 1\text{cm}$ (varilla No. 3)

*Peralte (d) = espesor de losa – recubrimiento – $\frac{1}{2} * \Phi$*

*Peralte (d) = 12 cm – 2,50 cm – $\frac{1}{2} * 1\text{ cm} = 9\text{ cm}$*

$AS_{min} = \rho_{min} * b * d$

$$AS_{min} = \left(\frac{14,1}{2\,810\text{ Kg/cm}^2} \right) * 100\text{ cm} * 9\text{ cm} = 4,52\text{ cm}^2$$

Determinación del momento que soporta el área de acero mínima:

$$M_{AS_{min}} = 0.9 \left[AS_{min} * f_y * \left(d - \frac{AS_{min} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{AS_{min}} = \frac{0.9 \left[4,52\text{cm}^2 * 2\,810\text{Kg/cm}^2 * \left(9\text{cm} - \frac{4,52\text{cm}^2 * 2\,810\text{ Kg/cm}^2}{1,7 * 210\text{ Kg/cm}^2 * 100\text{ cm}} \right) \right]}{100} = 988,13\text{ kg} - \text{m}$$

El mayor momento actuante en la losa es de 1 009,20 kg-m, por lo que el área de acero mínima no es capaz de amortizar dicho momento debido a que resiste el área de acero mínima que es menor que el momento mayor actuante en la losa. Se debe determinar el área de acero necesaria para soportar el mayor momento actuante mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{AS_{min}^2 * f_y}{1,7 * f'_c * b} - d * AS_{min} + \frac{M}{0,9 * f_y} = 0$$

$$0,079AS_{min}^2 - 9cm * AS_{min} + \frac{(1\ 009,20Kg - m) * 100}{0,9 * 2\ 810 \text{ Kg/cm}^2} = 0$$

Mediante la ecuación general para la resolución de ecuaciones cuadráticas, se determina el área de acero requerida para soportar el momento dado.

$$X_i = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$X_1 = \frac{-(-9) + \sqrt{9^2 - 4*(0,079)*(39,91)}}{2*(0,079)} = 109,30cm^2; \text{ Imposible}$$

$$X_2 = \frac{-(-9) - \sqrt{9^2 - 4*(0,079)*(39,91)}}{2*(0,079)} = 4,62cm^2; \text{ Usar}$$

Cálculo de espaciamiento:

Para el cálculo de espaciamiento entre barras de acero se utilizará varilla número 3 con área de 0,71 cm². El espaciamiento se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Ancho de franja unitaria}}{AS_{determinada}} * \text{Area}_{\text{varilla número 3}}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{4,62 \text{ cm}^2} * 0,71 \text{ cm}^2 = 15,36 \text{ cm} \cong 15 \text{ cm}$$

Chequeo por corte:

$$V_{max} = \frac{W * L}{2} \quad V_{max} = \frac{(1\ 009,20 \frac{Kg}{m}) * 4,15 \text{ m}}{2} = 2\ 094,09 \text{ Kg}$$

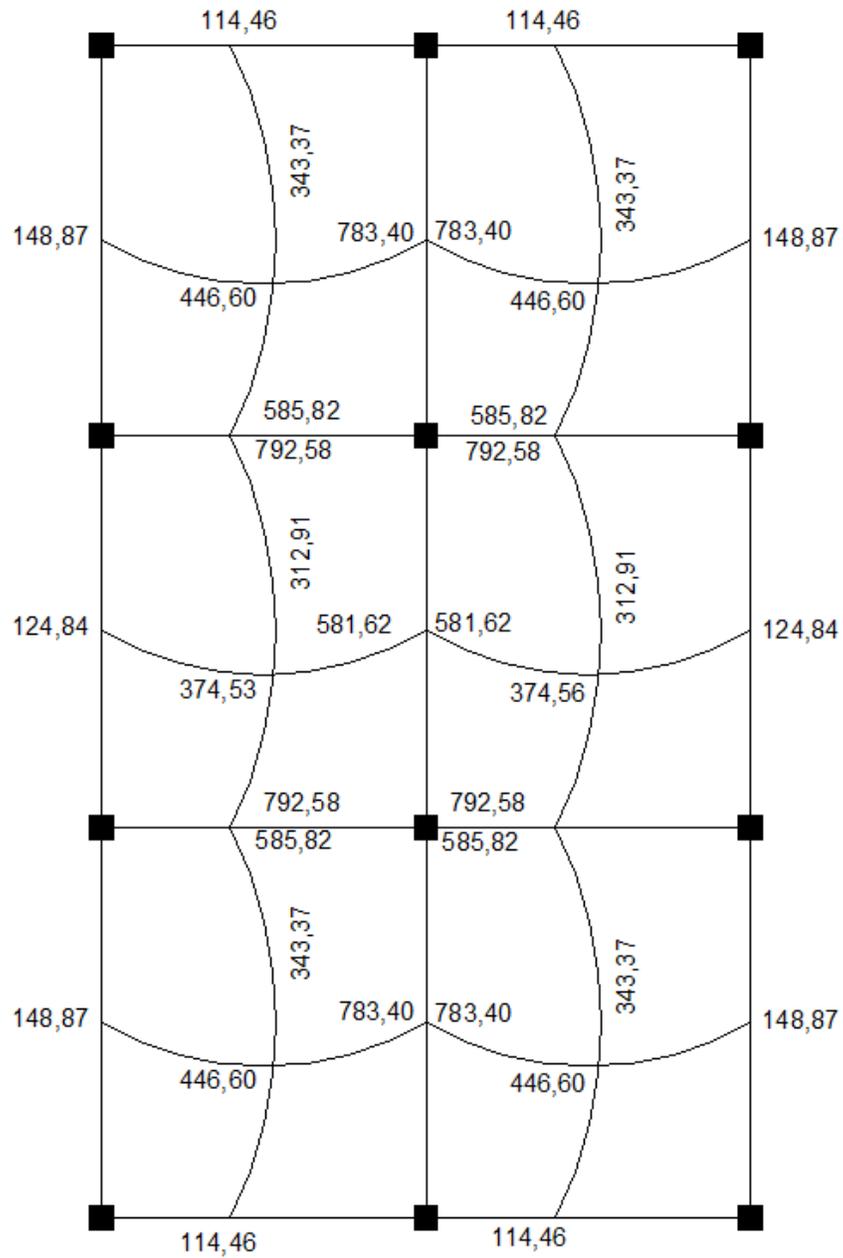
$$V_r = 45t\sqrt{f'c} \qquad V_r = 45 * (12cm) * \sqrt{\left(210 \frac{Kg}{cm^2}\right)} = 7\,825,34 \text{ Kg}$$

$$V_r > V_{max} \text{ ok}$$

Conclusión: la losa tendrá un espesor de 12 cm con un recubrimiento de 2,50 cm, se usará refuerzo de varilla número 3 grado 40 @15 cm. Los bastones tendrán una longitud mínima de L/4 más una longitud de desarrollo no menor a 30 cm, siendo L el lado paralelo al bastón de la losa. Ver especificaciones expuestas en planos.

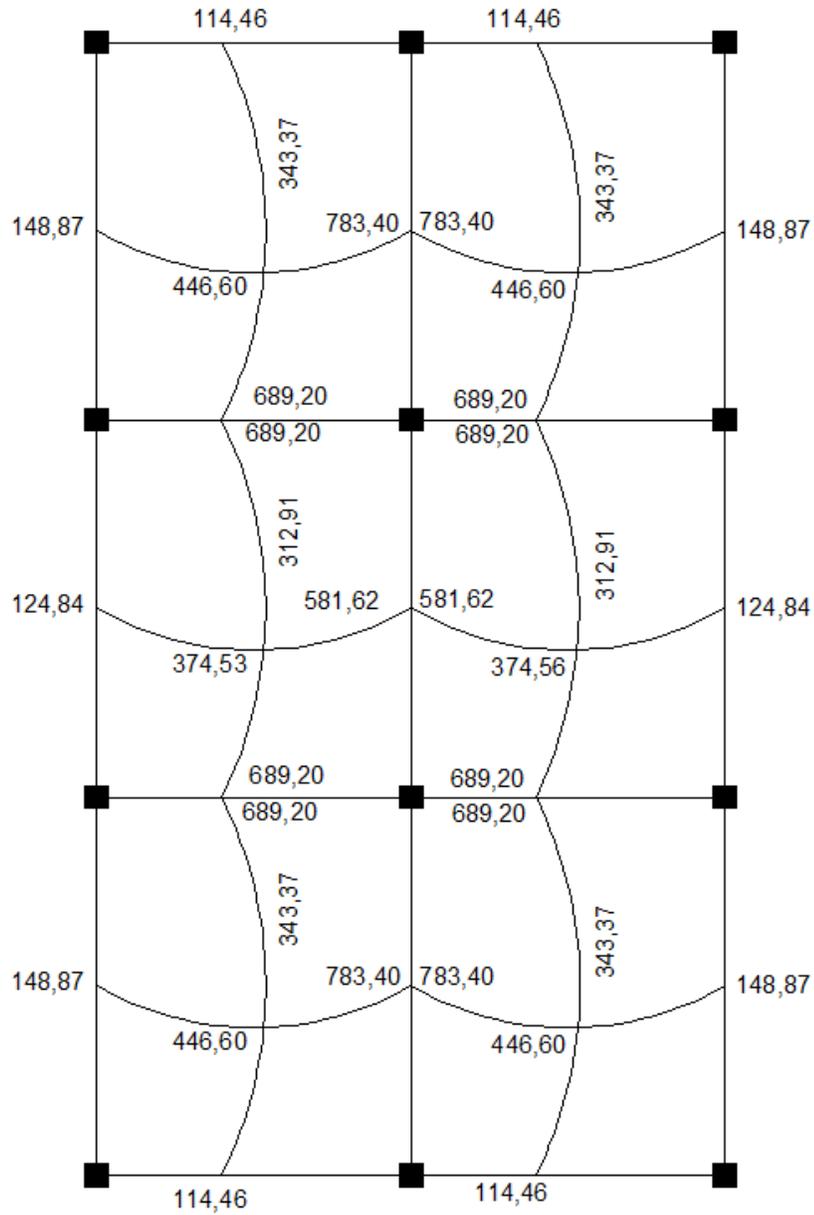
Diseño de losa segundo nivel: para el diseño de la losa del segundo nivel se realizó el mismo procedimiento que para la losa del primero, obteniendo los resultados que se presentan en la siguiente figura.

Figura 30. **Planta de distribución de momentos no balanceados en losa segundo nivel (kg-m)**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 31. **Planta de distribución de momentos balanceados en losa segundo nivel (Kg-m)**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Conclusión: la losa del segundo nivel tendrá un espesor de 12 cm con un recubrimiento de 2,50 cm, en ambas se usará refuerzo de varilla número 3 grado 40 @15 cm. Los bastones tendrán una longitud mínima de L/4 más una longitud de desarrollo no menor a 30 cm, siendo L el lado paralelo al bastón de la losa. Ver especificaciones expuestas en planos.

2.1.4.3.2. Diseño de vigas

Para el diseño de la viga se utilizarán los momentos y cortes últimos resultantes del cálculo de envolventes. Para que la estructura sea uniforme se tomarán los mayores momentos y el mayor corte calculados, para asegurar que el refuerzo sea capaz de soportar los mayores esfuerzos.

Datos preliminares (viga primer nivel)

Base "b" = 25 cm

Altura "h" = 40 cm

Recubrimiento "rec" = 4 cm

Peralte = h-Rec = 40 cm-4 cm = 36 cm

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

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

Cálculo de límites de acero

Área de acero mínima:

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

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2 \cdot 810 \text{Kg/cm}^2} * 25 \text{cm} * 36 \text{cm} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * \beta * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6090}{(f_y + 6090)} \quad \beta = 0,85$$

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * 0,85 * \frac{210 \text{Kg/cm}^2}{2 \cdot 810 \text{Kg/cm}^2} * \frac{6090}{(2 \cdot 810 \text{Kg/cm}^2 + 6090)} = 0,03695$$

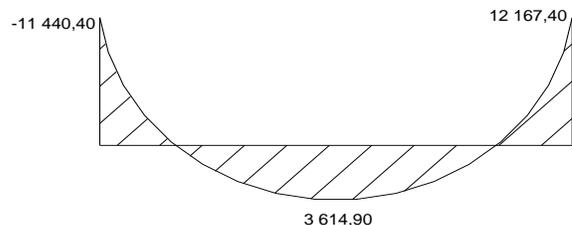
$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_{balanceada}$$

$$\rho_{max} = 0,5 * 0,03695 = 0,01847$$

$$A_{s_{max}} = 0,01847 * 25 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 16,63 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero longitudinal:

Figura 32. **Diagrama de momentos últimos más críticos de todo el sistema**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

$$M1 (-) = -11\,440,40 \text{ Kg-m}$$

$$M (+) = 3\,614,90 \text{ Kg-m}$$

$$M2 (-) = 12\,167,40 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de acero necesario para cada momento:

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

Para el momento M1 (-):

$$A_s = \left[(25 \text{ cm} * 36 \text{ cm}) - \sqrt{(25 \text{ cm} * 36 \text{ cm})^2 - \frac{11\,440,40 \text{ Kg-m} * 25 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \text{ Kg/cm}^2}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{2\,800 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$= 14,37 \text{ cm}^2$$

Para el momento M (+):

$$A_s = \left[(25 \text{ cm} * 36 \text{ cm}) - \sqrt{(25 \text{ cm} * 36 \text{ cm})^2 - \frac{3\,614,90 \text{ Kg-m} * 25 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \text{ Kg/cm}^2}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{2\,800 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$= 4,12 \text{ cm}^2$$

Para el momento M2 (-):

$$A_s = \left[(25 \text{ cm} * 36 \text{ cm}) - \sqrt{(25 \text{ cm} * 36 \text{ cm})^2 - \frac{12\,167,40 \text{ Kg-m} * 25 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \text{ Kg/cm}^2}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{2\,800 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$= 15,45 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero de la cama superior:

Para determinar el área de acero a utilizar en la cama superior de la viga hay que comparar ciertos parámetros y escoger el que resulte en un área de acero mayor. Según el ACI la determinación del área de acero corrido a utilizar se calcula de la siguiente manera:

$$A_{s_{min}} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad 33\%A_sM(-) = 0,33 * 15,45 \text{ cm}^2 = 5,10 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar el área mínima de acero es menor que el 33 % de área de acero del momento negativo mayor por lo que el área de acero en la cama superior corrida será de 5,10 cm².

Cálculo de acero de la cama inferior:

Al igual que para la cama superior, para determinar el área de acero a utilizar se deberán tomar en cuenta ciertos parámetros, siempre tomando el que resulte mayor.

$$A_{s_{min}} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad 50\%A_sM(-) = 0,5 * 15,45 = 7,73 \text{ cm}^2 \quad 50\%A_sM(+) = 0,5 * 4,12 \\ = 2,06 \text{ cm}^2$$

En este caso para cama inferior se utilizara el 50 % del área de acero del momento negativo mayor el cual es de 7,73 cm².

Determinación de varilla a utilizar:

Cama superior:

Se necesita cubrir un $A_s = 5,10 \text{ cm}^2$ por lo que se usarán 2 varillas número 6, equivalentes a $5,70 \text{ cm}^2$.

Cama inferior:

Se necesita cubrir un $A_s = 7,73 \text{ cm}^2$ por lo que se usarán 3 varillas número 6, equivalentes a $8,55 \text{ cm}^2$.

Cálculo de bastones

Cuando el acero corrido tanto en la cama superior como en la inferior, no cubre los momentos negativos o el positivo se deberán colocar bastones que complementen dicha área de acero. El área de acero de los bastones se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_{S_{baston}} = A_{S_{momento}} - A_{S_{cama \text{ sup. o inf.}}}$$

En este caso los momentos a los que hay que colocarles bastones son los negativos, ya que su área de acero requerida es mayor al área de acero de las 2 varillas número 6 en la cama superior.

Para el momento M1 (-):

$$A_{S_{baston}} = 14,37 \text{ cm}^2 - 5,70 \text{ cm}^2 = 8,67 \text{ cm}^2$$

Para el momento M2 (-):

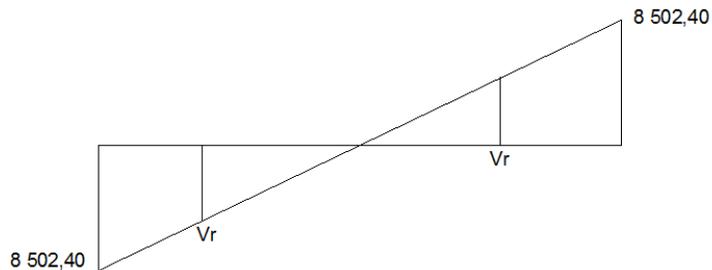
$$A_{s_{baston}} = 15,45 \text{ cm}^2 - 5,70 \text{ cm}^2 = 9,75 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar 2 varillas número 8 como bastones las cuales juntas poseen un área de acero de $10,13 \text{ cm}^2$, esta área es mayor a las requeridas para los bastones por lo que es adecuada.

Cálculo de acero transversal

Cálculo de corte resistente:

Figura 33. **Diagrama de corte último actuante en la viga**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

$$Vr = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vr = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * 25 \text{ cm} * 36 \text{ cm} = 5 875,53 \text{ Kg}$$

Para determinar el espaciamiento de los estribos es necesario establecer ciertos parámetros los cuales se exponen a continuación:

Si $V_r > V_{act}$ Colocar estribos por armado a $S_{m\acute{a}x} = d/2$

Si $V_r < V_{act}$ Calcular S y longitud de confinamiento

Para la viga en estudio:

$$5\,875,53\text{ Kg} < 8\,502,40\text{ Kg}$$

El corte resistente de la viga bajo estudio es menor al corte actuante, por lo que será necesario calcular el espaciamiento y longitud de confinamiento.

Cálculo de espaciamiento de estribos en zona confinada

$$S = \frac{2 * \Phi * f_y * d}{V_{act}}$$

Nota: Φ es el área de acero de la varilla que se propone para hacer el estribo, en este caso se propone una varilla número 3 cuya área es de $0,71\text{ cm}^2$.

$$S = \frac{2 * 0,71\text{ cm}^2 * 2\,810\text{ Kg/cm}^2 * 36\text{ cm}}{8\,502,40\text{ Kg}} = 16,89\text{ cm}$$

Cálculo de distancia de confinamiento

Usando la figura 33 se puede determinar la distancia de confinamiento mediante el siguiente cálculo:

$$\frac{L_{viga}/2}{x} = \frac{8\,502,40\text{ kg}}{5\,875,53\text{ kg}} \quad x = \frac{5\,875,53 * (5/2)}{8\,502,40} = 1,73$$

$$L_{Confinamiento} = \frac{L}{2} - x = 2,50 \text{ m} - 1,73 \text{ m} = 0,77 \text{ m}$$

Según el ACI sección 21.3.3 para un sistema de marcos dúctiles, es necesario que la viga tenga una longitud de confinamiento en los extremos de la viga; esta distancia se calcula de la siguiente manera:

$$L_{confinamiento} = 2 * d$$

$$L_{confinamiento} = 2 * 36 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$$

Comparando la longitud de confinamiento usando el corte actuante y resistente y la estipulada para marcos dúctiles se observa que la diferencia es mínima por lo que se utilizará el resultado de 0,72 m.

Cálculo de espaciamiento en confinamiento: ahora que se sabe la distancia de confinamiento, se requiere que se establezca el espaciamiento de confinamiento de los estribos a lo largo de dicha distancia y para ello es necesario tomar en cuenta los parámetros descritos a continuación:

$$S = \frac{d}{4} = \frac{36 \text{ cm}}{4} = 9 \text{ cm}$$

$$S = 8 * \phi_{Barra \text{ longitudinal}} = 8 * 1,91 \text{ cm}^2 = 15,24 \text{ cm}$$

$$S = 24 * \phi_{Estribo} = 24 * 0.9525 \text{ cm} = 22,86 \text{ cm}$$

$$300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

El espaciamiento para los estribos en la distancia de confinamiento debe ser el menor de todos los parámetros descritos anteriormente; en este caso el menor de todos es el de 9 cm.

Conclusión general: el armado para las vigas del sistema estructural será el siguiente:

Acero longitudinal

Cama superior:

2 varillas número 6 grado 40

Cama inferior:

3 varillas número 6 grado 40

Bastones en cama superior:

2 varillas número 8 en cada extremo de la viga.

Acero transversal

Distancia de confinamiento:

La distancia de confinamiento será de 70 cm en ambos extremos de la viga.

Espaciamiento de estribos de confinamiento:

El primer estribo de confinamiento debe ser colocado a 5 cm del rostro de la columna y el resto debe ser colocado a 10 cm. Se utilizará varilla número 3 grado 40.

Espaciamiento de estribos fuera de la distancia de confinamiento:

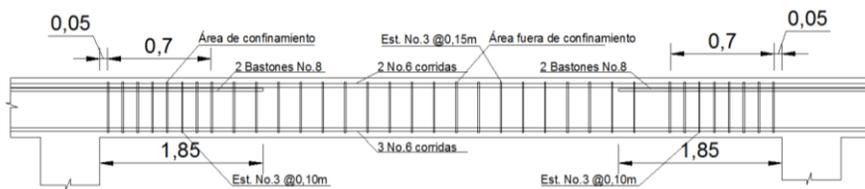
El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento será de 15 cm. Se utilizará varilla número 3 grado 40. Para las vigas en el segundo nivel se utilizó el proceso aplicado anteriormente dando los resultados expuestos en la siguiente tabla:

Tabla XXVII. **Tabla resumen armado de vigas eje X y eje Y por nivel**

Viga	Acero longitudinal grado 40			Acero transversal grado 40	
	Acero sup.	Acero Inf.	Bastones	Área de confinamiento	Fuera de área de confinamiento
1er nivel	2 Núm.6	3 Núm.6	2 Núm. 8	Est. Núm. 3 @0,10 m	Est. Núm. 3 @0,15 m
2do nivel	2 Núm.6	2 Núm.6	2 Núm. 4	Est. Núm. 3 @0,10 m	Est. Núm. 3 @0,15 m

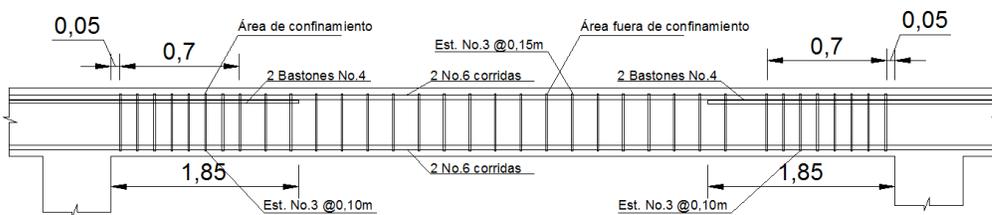
Fuente: elaboración propia.

Figura 34. **Esquema de armado para viga del primer nivel**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Figura 35. **Esquema de armado para viga del segundo nivel**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

2.1.4.3.3. Diseño de columnas

Nota inicial: la columna que se predimensionó con una sección de 30x30 cm no era la adecuada para soportar los momentos y la carga axial, por lo que se aumentaron las dimensiones de la columna a una sección de 40x40 cm. Según lo establecido mediante el software para diseño de columnas de J.C. Corado.

Para el diseño de las columnas se utilizará la columna más crítica, es decir, la que esté sometida a los mayores momentos tanto en el eje X como en el eje Y, además de poseer el área tributaria más grande; siguiendo esos parámetros se tienen los siguientes datos preliminares:

Columna primer nivel:

Base de columna "b" = 40 cm

Altura de columna "h" = 40 cm

Longitud de la columna = 4 m

Base de viga = 25 cm

Altura de viga = 40 cm

Longitud de viga= 8,75 m (se tomó la suma de las medias longitudes de las vigas que llegan a la columna y al total se le restó la base de la columna).

Espesor de losa = 12 cm

Área tributaria = 20,75 m²

f'c = 210 Kg/cm²

fy = 2 810 Kg/cm²

Cálculo de carga última "Pu":

Para el cálculo de la carga última es necesario encontrar las cargas muerta y viva a las que es sometida la columna.

$$CM = (\gamma_{concreto} * Espesor losa) + \gamma_{acabados} + \gamma_{muro}$$

$$CM = (2400 \text{ Kg/m}^3 * 0,12 \text{ m}) + 30 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2 = 568 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU = 1,4(568 \text{ Kg/m}^2) + 1,7(300 \text{ Kg/m}^2) = 1305,20 \text{ Kg/m}^2$$

Después de calcular las cargas muerta y viva y su carga última, se debe determinar el factor de carga última, el cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$F_{CU} = \frac{CU}{CM + CV}$$

$$F_{CU} = \frac{1305,20 \text{ Kg/m}^2}{568 \text{ Kg/m}^2 + 300 \text{ Kg/m}^2} = 1,50$$

Habiendo determinado el factor de carga última, se procede a calcular los pesos de la columna bajo estudio y de las vigas que se conectan con dicha columna.

$$P_{Columna} = Base_{Col} * Altura_{Col} * Longitud_{Col} * \gamma_{concreto}$$

$$P_{Columna} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 4 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 1536 \text{ Kg}$$

$$P_{Viga} = Base_{viga} * Altura_{viga} * Longitud_{viga} * \gamma_{Concreto}$$

$$P_{Viga} = 0,25 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 8,75 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 2100 \text{ Kg}$$

Después de obtener los pesos se procede a determinar la carga axial última, utilizando el área tributaria que la columna posee mediante la siguiente ecuación:

$$P_U = (A_{Tributaria} * CU) + (P_{Viga} * F_{CU}) + (P_{Columna} * F_{CU})$$

$$\begin{aligned} P_U &= (20,75 \text{ m} * 1305,20 \text{ Kg/m}^2) + (2100 \text{ Kg} * 1,50) + (1536 \text{ Kg} * 1,50) \\ &= 32550,30 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Determinación de tipo de columna:

Las columnas se dividen en cortas, intermedias y largas según sea su valor de esbeltez. Para determinar dicho valor es necesario calcular la rigidez que posee la columna, tanto en el sentido X como en el sentido Y; además de su grado de empotramiento.

Cálculo de rigideces:

Primeramente se debe determinar las inercias que poseen la columna y la viga, según su sección, utilizando la siguiente ecuación:

$$Inercia = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_{Columna} = \frac{1}{12} * 0,40 \text{ m} * (0,40 \text{ m})^3 = 0,002133 \text{ m}^4$$

$$I_{viga} = \frac{1}{12} * 0,25 \text{ m} * (0,40 \text{ m})^3 = 0,001333 \text{ m}^4$$

Para calcular las rigideces se debe tomar en cuenta la siguiente ecuación:

$$K = \frac{Inercia_{Elemento}}{Longitud_{Elemento}}$$

$$K_{Columna} = \frac{0,002133 \text{ m}^4}{4 \text{ m}} = 0,000533 \text{ m}^3$$

$$K_{viga \text{ eje } X} = \frac{0,001333 \text{ m}^4}{3,75 \text{ m}} = 0,000356 \text{ m}^3$$

$$K_{viga \text{ eje } Y} = \frac{0,001333 \text{ m}^4}{4,6 \text{ m}} = 0,000290 \text{ m}^3$$

Cálculo de grado de empotramiento:

Habiendo calculado las rigideces se procede a calcular el grado de empotramiento en la parte superior (a) y en la parte inferior (b) de la columna. Se utilizará la siguiente ecuación:

$$\psi = \frac{\sum K_{Col}}{\sum K_{viga}}$$

$$\psi_{a-x} = \frac{0,000533 \text{ m}^3}{0,000356 \text{ m}^3} = 1,50$$

$$\psi_{a-y} = \frac{0,000533 \text{ m}^3}{0,000290 \text{ m}^3} = 1,84$$

$$\psi_b = 0$$

Se debe calcular un promedio de los grados de empotramiento utilizando la siguiente ecuación:

$$\Psi_{prom} = \frac{(\Psi_{a-i} + \Psi_b)}{2}$$

$$\Psi_{prom X} = \frac{(1,50 + 0)}{2} = 0,75$$

$$\Psi_{prom Y} = \frac{(1,84 + 0)}{2} = 0,92$$

Cálculo de coeficiente K:

Para determinar el coeficiente K, se utilizarán los valores de grado de empotramiento promedios para cada eje; la ecuación para hacerlo dependerá de los parámetros siguientes:

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

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

$$\Psi_{prom X}, \Psi_{prom Y} < 2$$

Entonces:

$$K_x = \frac{20 - 0,75}{20} * \sqrt{1 + 0,75} = 1,27$$

$$K_Y = \frac{20 - 0,92}{20} * \sqrt{1 + 0,92} = 1,32$$

Determinación de esbeltez:

Para determinar la esbeltez de una columna se utilizará la siguiente ecuación:

$$Esbeltez = \frac{K * Lu}{\sigma} \quad \sigma = 0.30 b_{Columna}$$

$$E_X = \frac{1,27 * 4 m}{0,30 * 0,40 m} \cong 42,44$$

$$E_Y = \frac{1,32 * 4 m}{0,30 * 0,40 m} \cong 44,06$$

Para clasificar la columna dentro de las categorías mencionadas anteriormente se deben tomar en cuenta los siguientes parámetros:

Si $E < 22$ Col. corta

Si $22 < E < 100$ Col. intermedia

Si $E > 100$ Col. larga

Como se puede observar, tanto E_x como E_y , se encuentran entre los valores de 22 y 100, la columna se clasifica como una columna intermedia; el siguiente paso será realizar la magnificación de los momentos máximos a los que está siendo sometida la columna.

Magnificación de los momentos:

Antes de magnificar los momentos se deben establecer ciertos factores, los cuales se exponen a continuación.

Factor de flujo plástico

Datos preliminares:

$$CM = 568 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU = 1\,305,20 \text{ Kg/m}^2$$

Para determinar el factor de flujo plástico se utilizará la siguiente ecuación:

$$\beta_d = \frac{1,4 * 568 \text{ Kg/m}^2}{1\,305,20 \text{ Kg/m}^2} \cong 0,61$$

Factor EI

Primeramente se debe calcular el módulo de elasticidad del concreto, el cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$E_c = 15\,100 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15\,100 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} = 218\,819,79$$

Habiendo calculado el módulo de elasticidad y determinado la inercia de la columna, se tiene lo siguiente:

Datos preliminares:

$$E_c = 218\,819,79$$

$$I_{col} = 213\,333,33 \text{ cm}^4$$

$$B_d = 0,61$$

El factor EI se determinará utilizando la ecuación siguiente:

$$EI = \left(\frac{\frac{0,4 * E_c * I_{columna}}{1 + \beta_d}}{10\,000\,000} \right)$$

Se divide dentro de 10 000 000 para obtener un valor en Ton-m².

$$EI = \left(\frac{\frac{0,4 * 218\,819,79 * 213\,333,33 \text{ cm}^2}{1 + 0,61}}{10\,000\,000} \right) = 1\,160,327 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Carga crítica de Euler

Para establecer la carga crítica de Euler en ambos sentidos X y Y; es necesario recordar ciertos datos obtenidos con anterioridad, como los coeficientes K.

Datos preliminares:

$$EI = 1\,160,33 \text{ Ton}\cdot\text{m}^2$$

$$K_x = 1,27$$

$$K_y = 1,32$$

$$L_u = 4 \text{ m}$$

Se utilizará la ecuación siguiente:

$$P_{cri} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2}$$

$$P_{cr X} = \frac{\pi^2 * 1\,160,327 \text{ Ton} - \text{m}^2}{(1,27 * 4)^2} = 441,49 \text{ Ton}$$

$$P_{cr Y} = \frac{\pi^2 * 1\,160,327 \text{ Ton} - \text{m}^2}{(1,32 * 4)^2} = 409,60 \text{ Ton}$$

Factor amplificador

Después de haber calculado los factores anteriores, ya se puede proceder a calcular los factores de amplificación, que serán los que modifiquen los momentos tanto en el eje X como en el eje Y.

Datos preliminares:

$$P_u = 32,55 \text{ Ton}$$

$$P_{cr \text{ eje X}} = 441,49$$

$$P_{cr \text{ eje Y}} = 409,6$$

Se utilizará la siguiente ecuación:

$$\delta_i = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{\varphi * P_{cri}}} \quad \varphi = 0,70$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{32,55 \text{ Ton}}{0,70 * 441,490 \text{ Ton}}} \cong 1,12$$

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{32,55 \text{ Ton}}{0,70 * 409,60 \text{ Ton}}} \cong 1,13$$

Se procede a amplificar los momentos utilizando la ecuación expuesta a continuación:

$$M_{di} = \delta_i * M_i$$

$$M_{dx} = 1,12 * 10\,342,00 = 11\,559,52 \text{ Kg} - m$$

$$M_{dy} = 1,12 * 9\,532,30 = 10\,753,05 \text{ Kg} - m$$

Cálculo de refuerzo longitudinal por el método Bresler: el método consiste en una aproximación de la superficie de la falla, debido a que el procedimiento es muy simple y el mismo otorga resultados satisfactorios; es considerado uno de los métodos más utilizados para el diseño de refuerzo en columnas. El concepto del método es el de aproximar el valor $1/P'u$, por medio de un punto del plano determinado por tres valores, la carga axial ($P'o$), carga de falla para una excentricidad e_x ($P'ox$) y carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

Excentricidades:

Datos preliminares:

$$M_{dx} = 11\,559,52 \text{ Kg-m}$$

$$M_{dy} = 10\,753,05 \text{ Kg-m}$$

$$P_u = 32\,550,30 \text{ Kg}$$

$$e_i = \frac{M_{di}}{P_u}$$

$$e_x = \frac{11\,559,52 \text{ Kg-m}}{32\,550,30 \text{ Kg}} = 0,355 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{10\,753,05 \text{ Kg-m}}{32\,550,30 \text{ Kg}} = 0,330 \text{ m}$$

Como se puede apreciar, los valores de las excentricidades son menores a la base y altura de la sección de la columna, por lo que se puede seguir con el proceso de diseño; en caso contrario hay que modificar las dimensiones de la sección.

Parámetros independientes

Datos preliminares:

$$h_x = 0,40 \text{ m}$$

$$h_y = 0,40 \text{ m}$$

$$e_x = 0,355 \text{ m}$$

$$e_y = 0,33$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,355 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} = 0,888$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0,330 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} = 0,888$$

Relación geométrica:

Datos preliminares:

$$h_x = 0,40 \text{ m}$$

$$h_y = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{rec.} = 0,04 \text{ m}$$

$$\gamma_i = \frac{h_i - 2 * d'}{h_i}$$

$$\gamma_x = \frac{0,40 \text{ m} - 2 * 0,04 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} = \mathbf{0,80}$$

$$\gamma_x = \frac{0,40 \text{ m} - 2 * 0,04 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} = \mathbf{0,80}$$

Proposición de área de acero A_s

Para el área de acero primeramente hay que proponer un valor de cuantía de acero; según el ACI para una columna en zona sísmica dicho valor tiene que adecuarse al parámetro siguiente: $0,01 < \rho_s < 0,06$ para zona sísmica. Se propondrá una cuantía de 0,018.

El área de acero se determinará utilizando la siguiente ecuación:

$$A_s = \rho * A_g$$

$$A_s = 0,018 * (40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}) = 28,80 \text{ cm}^2$$

Habiendo calculado el A_s propuesto, se determina el tipo de varilla que se utilizará y en qué cantidad para cubrir el A_s .

Se utilizarán 4 varillas número 8 y 4 número 6, que en total suman un área de $31,67 \text{ cm}^2$, por lo que sí cubre el A_s propuesto.

Cuantía para A_s

Datos preliminares:

$$a_s = 31,67 \text{ cm}^2$$

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

$$a_g = 1600 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_t = \frac{A_s * f_y}{0,85 * A_g * f'_c}$$

$$\rho_t = \frac{31,67 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ Kg/cm}^2}{0,85 * 1600 \text{ cm}^2 * 210 \text{ Kg/cm}^2} = 0,31$$

Coeficientes de diagrama de interacción:

Los valores de los coeficientes del diagrama de interacción, obtenidos del software para diseño de columnas de Corado (2010) son los siguientes:

$$K_x = 0,25$$

$$K_y = 0,30$$

Cálculo de las 3 cargas

Cálculo de P'_o :

Datos preliminares:

$$a_{st} = 31,67 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_g = 1\,600 \text{ cm}^2$$

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

$$P'_o = 0.85 * f'_c * A_g + A_{St} * f_y$$

$$\begin{aligned} P'_o &= 0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 1\,600 \text{ cm}^2 + 31,67 \text{ cm}^2 * 2\,810 \text{ Kg/cm}^2 = 374\,590,50 \text{ Kg} \\ &= 374,59 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Cálculo de P'_{ox} :

Datos preliminares:

$$K'_x = 0,25$$

$$A_g = 1\,600\text{ cm}^2$$

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

$$P'_{ox} = K'_x * f'_c * A_g$$

$$P'_{ox} = 0,25 * 210\text{ Kg/cm}^2 * 1\,600\text{ cm}^2 = 84\,000\text{ Kg} = 84\text{ Ton}$$

Cálculo de P'oy:

Datos preliminares

$$K'_y = 0,30$$

$$A_g = 1\,600\text{ cm}^2$$

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

$$P'_{oy} = K'_y * f'_c * A_g$$

$$P'_{oy} = 0,30 * 210\text{ Kg/cm}^2 * 1\,600\text{ cm}^2 = 100\,800\text{ Kg} = 100,80\text{ Ton}$$

Cálculo de carga última resistente Pu':

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ox}} + \frac{1}{P'_{oy}} - \frac{1}{P'_o}}$$

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{84,00\text{ Ton}} + \frac{1}{100,80\text{ Ton}} - \frac{1}{374,59\text{ Ton}}} = 52,20\text{ Ton}$$

Para comprobar si el área de acero propuesta es la adecuada se compara la carga última que resiste Pu' y el Pu actuante sobre la columna.

$$P'_U = 52,20\text{ Ton}$$

$$P_U = \frac{P_U}{0,70} = \frac{32,55 \text{ Ton}}{0,70} = 46,50 \text{ Ton}$$

Como se aprecia el P_U' es mayor que el P_U actuante, por lo que el área de acero propuesta cumple con los requerimientos.

Cálculo de acero transversal: luego de haber calculado el acero longitudinal, el paso siguiente es el de calcular el acero transversal que requiere la columna bajo estudio, para esto hay que comparar ciertos parámetros expuestos a continuación.

Cálculo de corte resistente:

Datos preliminares:

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

$$B \text{ col.} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Rec.} = 4 \text{ cm}$$

$$D \text{ Col.} = 36 \text{ cm}$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * b * d$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * 40 \text{ cm} * 36 = 9 400,85 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{Actuante}} = 4 933,30 \text{ Kg}$$

El corte resistente del concreto es mayor al corte actuante sobre la columna, por lo que se utilizarán los parámetros básicos del capítulo 11 del ACI 318-08, para calcular el espaciamiento tanto fuera como dentro de la zona confinamiento. Si por el contrario el esfuerzo cortante actuante hubiese sido

mayor que el resistente, se tendrían que diseñar los estribos por corte al igual de como se hizo con las vigas.

Cálculo del espaciamiento de estribos fuera del área de confinamiento: el espaciamiento de los estribos en esta zona se calcula de la forma siguiente, usando la siguiente ecuación:

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

Se utilizará el valor de 18, ya que es el menor entre ambos, pero por motivos de seguridad se modificará a un $S = 15 \text{ cm}$.

Cálculo de longitud de zona de confinamiento

Se calcularán de la forma siguiente, tomando el mayor.

$$\frac{L_U}{6} = \frac{400 \text{ cm}}{6} = 66,67 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensión mayor}_{\text{Columna}} = 40 \text{ cm}$$

Se utilizará el valor de 66,67 cm por ser el mayor entre ambos, por motivos prácticos se modificará a 65 cm.

Cálculo de espaciamiento de estribos dentro del área de confinamiento:
para poder calcular el espaciamiento de los estribos dentro de esta zona,
primero hay que determinar una relación volumétrica con los datos siguientes:

Datos preliminares:

$$A_g = 1\,600\text{ cm}^2$$

$$\text{Rec.} = 4\text{ cm}$$

$$A_{ch} = 1\,024\text{ cm}^2$$

$$f_y = 2\,810\text{ kg/cm}^2$$

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

Hay que tomar en cuenta que:

$$A_{ch} = (\text{Base}_{Col.} - 2 * \text{Rec.}) * (\text{Altura}_{Col.} - 2 * \text{Rec.})$$

La ecuación a utilizar para determinar la relación volumétrica es la siguiente:

$$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{1\,600\text{ cm}^2}{1\,024\text{ cm}^2} - 1 \right) * \left(\frac{0,85 * 210\text{ Kg/cm}^2}{2\,810\text{ Kg/cm}^2} \right) = 0,016$$

Después de calcular la relación volumétrica se tienen los siguientes datos:

Datos preliminares:

$$A_{\text{var.}} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0,016$$

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

$$S = 5,52 \text{ cm}$$

Nota: el valor de $0,71 \text{ cm}^2$ corresponde al área de una varilla número 3, que es la varilla que se propone para estribos. El valor L_n de 32 corresponde a la altura de la columna menos 2 veces el recubrimiento.

Para determinar el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento se aplica la siguiente ecuación:

$$S = \frac{4 * A_v}{\rho_s * L_n}$$

$$S = \frac{4 * 0,71 \text{ cm}^2}{0,016 * 32 \text{ cm}} = 5,52 \text{ cm}$$

El espaciamiento dentro del área de confinamiento será de 5,52 cm, por motivos prácticos este valor se modificará a un $S = 5 \text{ cm}$.

Conclusión general

Acero longitudinal:

Se usarán 4 varillas número 8 grado 40 y 4 varillas número 6 grado 40, repartidas a lo largo del perímetro de la columna. Con un recubrimiento de

4 cm. Por tener refuerzo en las caras de la columna los estribos deberán rotarse 45°.

Acero transversal

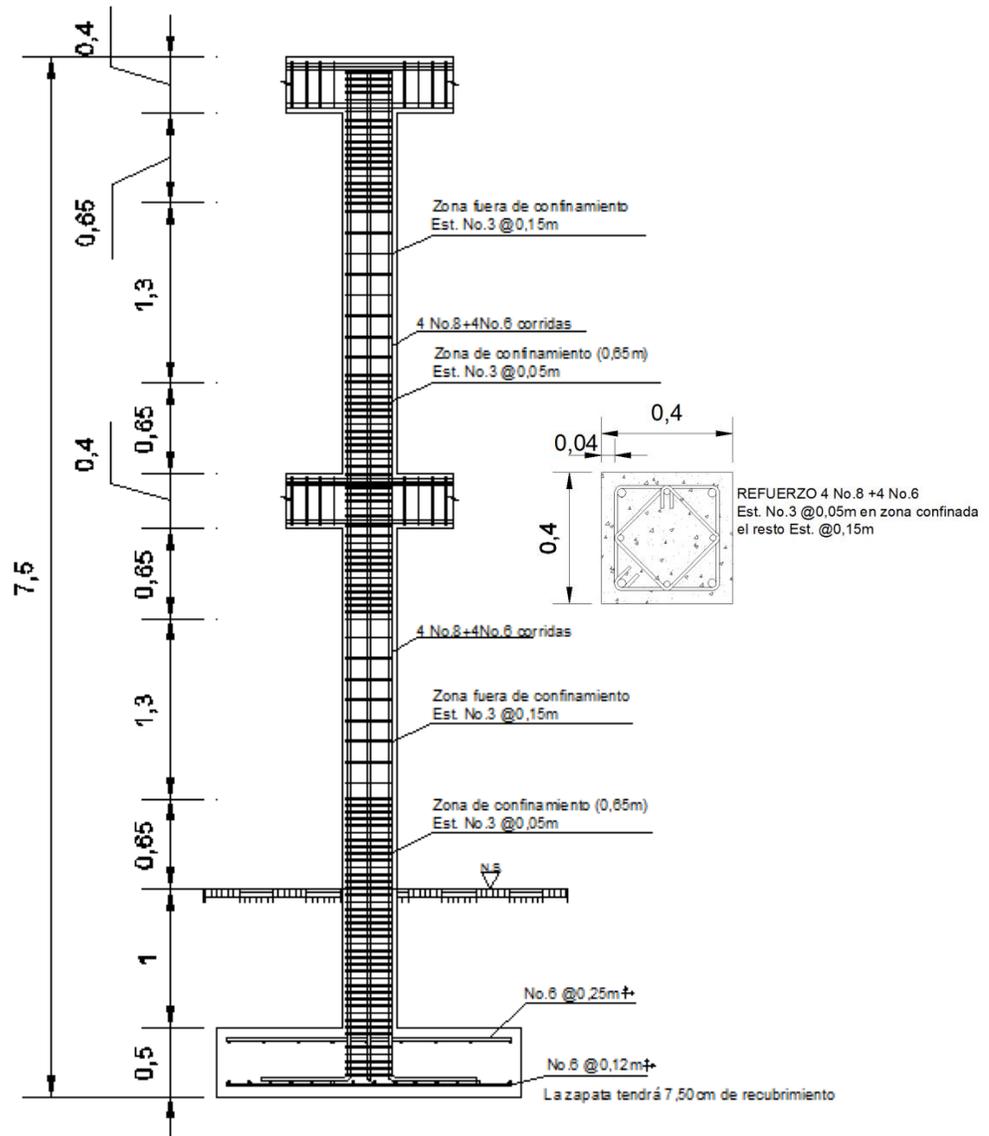
Longitud de confinamiento: la distancia de confinamiento será de 65 cm en ambos extremos de la viga.

Espaciamiento de estribos de confinamiento: los estribos de confinamiento deben ser colocados a cada 5 cm. Se utilizará varilla número 3 grado 40.

Espaciamiento de estribos fuera de la distancia de confinamiento: el espaciado fuera de la zona de confinamiento será de 15 cm. Se utilizará varilla número 3 grado 40.

El esquema del armado de columna se expone en la figura 36.

Figura 36. Esquema de armado de columna



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

2.1.4.3.4. Diseño de cimientos

Con los resultados obtenidos en la sección 2.1.2.1, se procederá a diseñar los cimientos de la edificación.

Zapata concéntrica aislada

Datos preliminares:

$$M_x = 10,342 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 9,532 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 32,55 \text{ Ton-m}$$

$$V_s = 38,81 \text{ Ton/m}^2 \text{ (capacidad de carga del suelo)}$$

$$\gamma_s = 1,59 \text{ Ton/m}^3 \text{ (peso específico del suelo)}$$

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

$$F_{cu} = 1,50 \text{ (se utilizará el mismo que se utilizó para la columna)}$$

$$H_s = 1 \text{ m (altura medida desde el nivel de suelo a la parte superior de la zapata.)}$$

$$\text{Espesor "t"} = 0,50 \text{ (espesor de la zapata)}$$

Determinación de cargas de trabajo:

Para el diseño de la zapata es necesario modificar los momentos y a la carga a la que estará sometida. Los valores modificados reciben el nombre de cargas de trabajo, se determinan de la siguiente manera:

$$P'_T = \frac{P_u}{F_{cu}} \quad M_{TX} = \frac{M_x}{F_{cu}} \quad M_{TY} = \frac{M_y}{F_{cu}}$$

$$P'_T = \frac{32,55 \text{ Ton}}{1,50} = 21,65 \text{ Ton}$$

$$M_{TX} = \frac{10,342 \text{ Ton-m}}{1,50} = 6,88 \text{ Ton-m}$$

$$M_{TY} = \frac{9,532 \text{ Ton} - m}{1,50} = 6,34 \text{ Ton} - m$$

Predimensionamiento de zapata

$$A_z = \frac{1,5 * P'_T}{V_s}$$

$$A_z = \frac{1,5 * 21,65 \text{ Ton}}{38,81 \text{ Ton/m}^2} = 0,84 \text{ m}^2$$

Según el predimensionamiento el área mínima que debe poseer la zapata es de 0,84 m² pero se usará un área mayor por seguridad. Después de realizar varias iteraciones con distintas secciones se propone una zapata cuadrada de 2,20 mX2,20 m: el área total será de 4,84 m².

Cálculo de parámetros de presión mínima y máxima: antes de poder determinar la presión mínima y máxima a la que estará sometida la zapata se deben determinar ciertos parámetros expuestos a continuación.

Parámetros geométricos:

$$S_x = \frac{1}{6} * base_{zapata} * L^2_{zapata}$$

$$B=L=2,20 \text{ m}$$

$$S_x = \frac{1}{6} * 2,20 \text{ m} * 2,20 \text{ m}^2 = 1,77 \text{ m}^3$$

$$S_Y = \frac{1}{6} * base_{zapata} * L^2_{zapata}$$

Como la zapata es cuadrada, $S_x = S_y$.

$$S_X = \frac{1}{6} * 2,20 \text{ m} * 2,20 \text{ m}^2 = 1,77 \text{ m}^3$$

Parámetros de masa

Peso de la columna

Datos preliminares:

$$b = 0,40 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2,40 \text{ Ton/m}^3$$

$$Peso_{Col.} = Base_{Col.} * Altura_{Col.} * Largo_{Col.} * \gamma_{concreto}$$

$$Peso_{Col.} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 4 \text{ m} * 2,40 \text{ Ton/m}^3 = 1,54 \text{ Ton}$$

Peso de suelo

Datos preliminares:

$$H_s = 1 \text{ m}$$

$$A_z = 4,84 \text{ m}^2$$

$$\gamma_s = 1,59 \text{ Ton/m}^3$$

$$Peso_{Suelo} = Altura_{Suelo} * Area_{Zapata} * \gamma_{Suelo}$$

$$Peso_{Suelo} = 1 \text{ m} * 4,84 \text{ m}^2 * 1,59 \text{ Ton/m}^3 = 7,70 \text{ Ton}$$

Peso del cimiento

Datos preliminares:

Espesor "t" = 0,50 m

$\gamma_c = 2,40 \text{ Ton/m}^3$

$A_z = 4,84 \text{ m}^2$

$$Peso_{Cimiento} = Espesor_{Cimiento} * \text{Área}_{Zapata} * \gamma_{concreto}$$

$$Peso_{Cimiento} = 0,50 \text{ m} * 4,84 \text{ m}^2 * 2,40 \text{ Ton/m}^3 = 5,81 \text{ Ton}$$

Habiendo determinado los pesos anteriores se procede a determinar la carga última de trabajo PUT.

Datos preliminares:

$P'_t = 21,65 \text{ Ton}$

$P_{col.} = 1,54 \text{ Ton}$

$P_{suelo} = 7,70 \text{ Ton}$

$P_{cimiento} = 5,81 \text{ Ton}$

$$P_{UT} = P'_T + Peso_{Col.} + Peso_{Suelo} + Peso_{Cimiento}$$

$$P_{UT} = 21,65 \text{ Ton} + 1,54 \text{ Ton} + 7,70 \text{ Ton} + 5,81 \text{ Ton} = 36,69 \text{ Ton}$$

Cálculo de presión mínima y presión máxima: antes de calcular las presiones es importante mencionar que los valores de dichas presiones están condicionados por los parámetros siguientes:

$$q_{Min.} > 0 \quad q_{Máx.} \leq V_s$$

Presión mínima:

Datos preliminares:

$$PUT = 36,69 \text{ Ton}$$

$$S_x = 1,77 \text{ m}^3$$

$$S_y = 1,77 \text{ m}^3$$

$$M_{tx} = 6,88 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ty} = 6,34 \text{ Ton-m}$$

$$A_z = 4,84 \text{ m}^2$$

$$q_{Min.} = \frac{P_{UT}}{A_z} - \frac{M_{TX}}{S_x} - \frac{M_{TY}}{S_y}$$

$$q_{Min.} = \frac{36,69 \text{ Ton}}{4,84 \text{ m}^2} - \frac{6,88 \text{ Ton-m}}{1,77 \text{ m}^3} - \frac{6,34 \text{ Ton-m}}{1,77 \text{ m}^3} \cong 0,13 \text{ Ton/m}^2$$

Presión máxima: se utilizarán los mismos datos que se usaron para determinar la presión mínima.

$$q_{Max.} = \frac{P_{UT}}{A_z} + \frac{M_{TX}}{S_x} + \frac{M_{TY}}{S_y}$$

$$q_{M\acute{a}x.} = \frac{36,69 \text{ Ton}}{4,84 \text{ m}^2} - \frac{6,88 \text{ Ton} - m}{1,77 \text{ m}^3} - \frac{6,34 \text{ Ton} - m}{1,77 \text{ m}^3} \cong 15,03 \text{ Ton/m}^2$$

$$0,13 \text{ Ton/m}^2 > 0 \quad 15,03 \text{ Ton/m}^2 \leq 38,81 \text{ Ton/m}^2$$

Los resultados de presiones cumplen con los parámetros preestablecidos por lo que las dimensiones propuestas son las adecuadas.

Cálculo de presión de diseño

Habiendo calculado las presiones mínima y máxima, se debe determinar la presión de diseño, la cual será utilizada para los chequeos correspondientes.

Datos preliminares:

$$q_{m\acute{a}x} = 15,08 \text{ Ton/m}^2$$

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

$$q_{Dise\tilde{n}o} = q_{M\acute{a}x.} * F_{CU}$$

$$q_{Dise\tilde{n}o} = 15,03 \text{ Ton/m}^2 * 1,50 = 22,60 \text{ Ton/m}^2$$

Chequeo 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.

El peralte depende del número de varilla que se pretenda colocar en la zapata y del recubrimiento que se vaya a utilizar. Para este caso se utilizará una

varilla número 6 y el recubrimiento será de 7,5 cm de acuerdo con el Código ACI 318-08, sección 7.7.1.

Peralte efectivo

Datos preliminares

Número de varilla = 6

Diametro = 1,91 cm

Espesor "t" = 50 cm

Rec. = 7,5 cm

$$d_{efectivo} = t - \frac{\phi}{2} - Rec.$$

$$d_{efectivo} = 50 \text{ cm} - \frac{1,91 \text{ cm}^2}{2} - 7,50 \text{ cm} = 41,55 \text{ cm}$$

Corte actuante

Datos preliminares:

q diseño = 22,60 Ton/m²

b = 2,20 m

d = 0,416 m

$$V_{Act.} = q_{Diseño} * b * d$$

$$V_{Act.} = 22,60 \text{ Ton/m}^2 * 2,20 \text{ m} * 0,416 \text{ m} \cong 20,66 \text{ Ton}$$

Corte resistente

Datos preliminares:

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

$$b = 220 \text{ cm}$$

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * 220 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm} = 59\,675,79 \text{ Ton}$$
$$\cong 59,68 \text{ Ton.}$$

Como se puede observar el corte actuante es menor al corte que resiste la zapata propuesta, por lo que el espesor es el adecuado; en caso contrario, si el parámetro no se cumpliera, habría que modificar el espesor.

Chequeo por punzonamiento: este corte actúa a una distancia $d/2$ del rostro de la columna.

Corte actuante

Datos preliminares:

$$A_z = 4,84 \text{ m}^2$$

$$b_{col.} = 0,40 \text{ m}$$

$$d = 0,416 \text{ m}$$

$$q_{diseño} = 22,60 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_{Act} = [A_z - (b_{col.} + d)^2] * q_{Diseño}$$

$$V_{Act} = [4,84 \text{ m}^2 - (0,40 \text{ m} + 0,416 \text{ m})^2] * 22,60 \text{ Ton/m}^2 \cong 94,34 \text{ Ton}$$

Corte resistente

Datos preliminares:

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

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

Adicional a los datos anteriores se debe determinar el perímetro de la sección crítica mediante la siguiente ecuación:

$$b_o = 4 * (d + Sección_{columna})$$

$$b_o = 4 * (41,55 \text{ cm} + 40 \text{ cm}) = 326,20 \text{ cm}$$

Después del cálculo anterior, se procede a determinar el corte resistente.

$$V_r = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * 326,20 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm} = 176 \ 965,83 \text{ Kg} \cong 176,97 \text{ Ton}$$

Como se puede observar, el corte actuante es menor al corte que resiste la zapata propuesta, por lo que el espesor es el adecuado; en caso contrario, si el parámetro no se cumpliera habría que modificar el espesor.

Diseño de refuerzo: el diseño del acero se basa en una comparación entre el A_{smin} y el A_s que se requiere para cubrir el momento flector de diseño, el cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$MU = \frac{q_{diseño} * L^2}{2}$$
$$L = \frac{Base_{zapata}}{2} - \frac{Base_{col.}}{2}$$

L es la distancia que hay desde el rostro de la columna al borde de la zapata.

$$L = \frac{2,20 \text{ m}}{2} - \frac{0,40 \text{ m}}{2} = 0,90 \text{ m}$$

$$MU = \frac{22,60 \text{ Ton/m}^2 * 0,90 \text{ m}^2}{2} = 9,15 \text{ Ton} - \text{m} \cong \mathbf{9\ 151,64 \text{ Kg} - \text{m}}$$

Cálculo de acero mínimo

Datos preliminares:

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

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

$$f_y = 2\ 810 \text{ Kg/cm}^2$$

La base es de 100 cm, ya que se diseñará como una losa, es decir, una franja unitaria.

$$A_{sMin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{Min}} = \frac{14,1}{2\,810\text{ Kg/cm}^2} * 100\text{ cm} * 41,55\text{ cm} = 20,85\text{ cm}^2$$

Cálculo de acero para momento flector

Datos preliminares:

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

$$d = 41,55\text{ cm}$$

$$M_U = 9\,151,64\text{ Kg-m}$$

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

$$f_y = 2\,810\text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{S_{MU}} = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0,003825 * f'_c}} \right] * \frac{0,85 * f'_c}{f_y}$$

$$A_{S_{MU}} = \left[100\text{ cm} * 41,55\text{ cm} - \sqrt{(100\text{ cm} * 41,55\text{ cm})^2 - \frac{9\,151,64\text{ Kg-m} * 100\text{ cm}}{0,003825 * 210\text{ Kg/cm}^2}} \right] * \frac{0,85 * 210\text{ Kg/cm}^2}{2\,810\text{ Kg/cm}^2}$$

$$= 8,86\text{ cm}^2$$

Comparación:

$$A_{S_{min}} = 20,85\text{ cm}^2 \quad \text{Usar}$$

$$A_{S_{MU}} = 8,86\text{ cm}^2 \quad \text{No usar}$$

Como $A_{S_{min}}$ es mayor que $A_{S_{MU}}$, el valor de $20,85\text{cm}^2$ será el que se utilizará para el refuerzo de la zapata.

Espaciamiento del acero

Cama inferior:

Datos preliminares:

Número de varilla = 6

Diam. = 1,91 cm

A var. = 2,85 cm²

As = 20,85 cm²

L = 90 cm

$$S_{inferior} = \frac{A_{S_{varilla}} * L}{A_{S_{calculado}}}$$

$$S_{inferior} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 90 \text{ cm}}{20,85 \text{ cm}^2} = 12,30 \text{ cm}$$

$$S_{Máx.} = \frac{d}{2} = \frac{41,55 \text{ cm}}{2} \cong 21 \text{ cm}$$

El espaciado calculado está por debajo del espaciado máximo por lo que es adecuado pero por criterio se aproximará a 12 cm.

Cama superior: para el acero superior se utilizará el área de acero por temperatura "A_{temp.}", la cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$A_{S_{Temp}} = 0,002 * b * t$$

Donde "b" es la franja unitaria que se viene utilizando y "t" es el espesor de la zapata.

$$A_{S_{Temp}} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

Datos preliminares:

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

$$t = 50 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ temp.}} = 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de varilla} = 6$$

$$\text{Diam.} = 1,91 \text{ cm}$$

$$A \text{ var.} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$S_{Superior} = \frac{A_{S_{varilla}} * b}{A_{S_{Temp.}}}$$

$$S_{Superior} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{10 \text{ cm}^2} = 28,50 \text{ cm}$$

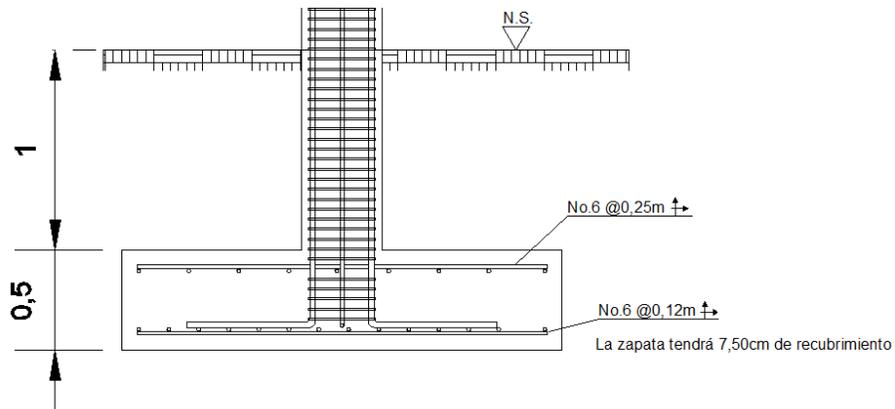
Por criterio se aproximará el valor a 25 cm.

Conclusión: las dimensiones de la zapata serán de 2,20 m por 2,20 m.

Refuerzo inferior: se colocarán varillas número 6 grado 40@12 cm en ambos sentidos.

Refuerzo superior: se colocarán varillas número 6 grado 40@25 cm en ambos sentidos.

Figura 37. Esquema de armado de zapata Z-2



Fuente: elaboración propia en programa de AutoCAD.

Diseño de zapata excéntrica aislada:

Datos preliminares:

$M_x = 10,342 \text{ Ton-m}$

$M_y = 9,532 \text{ Ton-m}$

$P_u = 32,55 \text{ Ton-m}$

$V_s = 38,81 \text{ Ton/m}^2$ (capacidad de carga del suelo)

$\gamma_s = 1,59 \text{ Ton/m}^3$ (peso específico del suelo)

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

$F_{cu} = 1,50$ (se utilizará el mismo que se utilizó para la columna)

$H_s = 1 \text{ m}$ (altura medida desde el nivel de suelo a la parte superior de la zapata.)

Espesor " t " = 0,50 (espesor de la zapata)

Determinación de cargas de trabajo:

$$P'_T = \frac{P_U}{F_{CU}} \quad M_{TX} = \frac{M_X}{F_{CU}} \quad M_{TY} = \frac{M_Y}{F_{CU}}$$

$$P'_T = \frac{32,55 \text{ Ton}}{1,50} = 21,65 \text{ Ton}$$

$$M_{TX} = \frac{10,342 \text{ Ton} - m}{1,50} = 6,88 \text{ Ton} - m$$

$$M_{TY} = \frac{9,532 \text{ Ton} - m}{1,50} = 6,34 \text{ Ton} - m$$

Predimensionamiento de zapata

$$A_z = \frac{1,5 * P'_T}{V_s}$$

$$A_z = \frac{1,5 * 21,65 \text{ Ton}}{38,81 \text{ Ton}/m^2} = 0,84 \text{ m}^2$$

Según el predimensionamiento el área mínima que debe poseer la zapata es de 0,84 m² pero se usará un área mayor por seguridad. Se propone una zapata cuadra de 1,95 m X 1,95 m, el área total será de 3,80 m².

Cálculo de parámetros para determinar presión mínima y máxima

Peso de la columna:

Datos preliminares:

$$b = 0,40 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2,40 \text{ Ton/m}^3$$

$$Peso_{Col.} = Base_{Col.} * Altura_{Col.} * Largo_{Col.} * \gamma_{concreto}$$

$$Peso_{Col.} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 4 \text{ m} * 2,40 \text{ Ton/m}^3 = 1,54 \text{ Ton}$$

Peso de suelo:

Datos preliminares:

$$Df = 1 \text{ m}$$

$$Az = 3,80 \text{ m}^2$$

$$\gamma_s = 1,59 \text{ Ton/m}^3$$

$$Peso_{Suelo} = Altura_{Suelo} * \acute{A}rea_{zapata} * \gamma_{Suelo}$$

$$Peso_{Suelo} = 1 \text{ m} * 3,80 \text{ m}^2 * 1,59 \text{ Ton/m}^3 = 6,05 \text{ Ton}$$

Peso del cimiento:

Datos preliminares:

Espesor zapata = 0,50 m

$\gamma_c = 2,40 \text{ Ton/m}^3$

$A_z = 3,80 \text{ m}^2$

$$Peso_{\text{cimiento}} = \text{Espesor}_{\text{cimiento}} * \text{Área}_{\text{zapata}} * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$Peso_{\text{cimiento}} = 0,50 \text{ m} * 3,80 \text{ m}^2 * 2,40 \text{ Ton/m}^3 = 4,56 \text{ Ton}$$

Habiendo determinado los pesos anteriores se procede a determinar la carga última de trabajo PUT.

Datos preliminares:

$P'_t = 21,65 \text{ Ton}$

$P_{\text{col.}} = 1,54 \text{ Ton}$

$P_{\text{suelo}} = 6,05 \text{ Ton}$

$P_{\text{cimiento}} = 4,56 \text{ Ton}$

$$P_{UT} = P'_T + \text{Peso}_{\text{Col.}} + \text{Peso}_{\text{suelo}} + \text{Peso}_{\text{Cimiento}}$$

$$P_{UT} = 21,65 \text{ Ton} + 1,54 \text{ Ton} + 6,05 \text{ Ton} + 4,56 \text{ Ton} = 33,79 \text{ Ton}$$

Momento último de trabajo:

$$L_X = \frac{L_{Zapata}}{2} - \frac{L_{Col.}}{2}$$

$$L_X = \frac{1,95 \text{ m}}{2} - \frac{0,40 \text{ m}}{2} = 0,78 \text{ m}$$

Datos preliminares:

$$M_{tx} = 6,88 \text{ Ton-m}$$

$$P'_t = 21,65 \text{ Ton}$$

$$L_x = 0,78 \text{ m}$$

$$P_{col.} = 1,54 \text{ Ton}$$

$$M_{UT} = -M_{XT} + (P'_T * L_X) + (P_{Col.} * L_X)$$

$$\begin{aligned} M_{UT} &= -6,88 \text{ Ton} - \text{m} + (21,65 \text{ Ton} * 0,78 \text{ m}) + (1,54 \text{ Ton} * 0,78 \text{ m}) \\ &= 11,09 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

Excentricidades:

Datos preliminares:

$$M_{UT} = 11,09 \text{ Ton-m}$$

$$P_{UT} = 33,79 \text{ Ton}$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_{UT}}{P_{UT}}$$

$$e = \frac{11,09 \text{ Ton} - m}{33,79 \text{ Ton}} = 0,33 \text{ m}$$

$$a = \frac{L_{zapata}}{2} - e$$

$$a = \frac{1,95 \text{ m}}{2} - 0,33 \text{ m} = 0,65 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 0.65 \text{ m} = 1,94 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.95 \text{ m}}{6} \cong 0.32 \text{ m}$$

Para poder saber qué ecuación se debe utilizar para calcular las presiones es necesario comparar ciertos parámetros para determinar que las dimensiones propuestas son las adecuadas.

$$e < \frac{B_{zapata}}{6} \quad 3a < L_{zapata}$$

$$0,33 > 0,32 \quad 1,94 < 1,95$$

Como se puede observar, solo el segundo parámetro se cumple. El primer parámetro no cumple. El que la excentricidad sea mayor a la relación B/6 significa que la presión mínima será negativa, lo cual generará tensión y como el suelo no puede soportar tensiones es inaceptable. Por lo que la ecuación para determinar la presión máxima debe modificarse según lo indicado por Braja (2001) en su obra *Principios de ingeniería de cimentaciones* pg. 149-150.

Cálculo de presión máxima

Datos preliminares:

$$PUT = 33,79 \text{ Ton}$$

$$B = 1,95 \text{ m}$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$e = 0,33 \text{ m}$$

$$q_{M\acute{a}x.} = \frac{4 * P_{UT}}{3 * L_{zapata} * (B_{zapata} - 2e)}$$

$$q_{M\acute{a}x.} = \frac{4 * 33,79 \text{ Ton}}{3 * 1,95 \text{ m} * (1,95 - 2 * 0,33 \text{ m})} = 17,86 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{M\acute{a}x.} \leq V_s$$

$$7,86 \text{ Ton/m}^2 \leq 38,81 \text{ Ton/m}^2 \quad OK$$

Cálculo de presión de diseño:

Datos preliminares:

$$q_{m\acute{a}x.} = 17,86 \text{ Ton/m}^2$$

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

$$q_{Dise\tilde{n}o} = q_{M\acute{a}x.} * F_{CU}$$

$$q_{Dise\tilde{n}o} = 17,86 \text{ Ton/m}^2 * 1,50 = 26,86 \text{ Ton/m}^2$$

Cálculo de presión suelo-cimiento:

Datos preliminares:

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

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1,59 \text{ Ton/m}^3$$

$$\text{Espesor "t"} = 0,50 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2,40 \text{ Ton/m}^3$$

$$q_{Dis. (c+s)} = F_{CU}(h_{suelo} * \gamma_{suelo} + \text{Espesor}_{Zapata} * \gamma_{Concreto})$$

$$q_{Dis. (c+s)} = 1,50(1 \text{ m} * 1,59 \text{ Ton/m}^3 + 0,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton/m}^3) = 4,20 \text{ Ton/m}^2$$

Cálculo de carga de sección

Datos preliminares:

$$q_{diseño} = 26,86 \text{ Ton/m}^2$$

$$3a = 1,94 \text{ m}$$

$$W_{x/x} = \frac{q_{Diseño}}{3a}$$

$$W_{x/x} = \frac{26,86 \text{ Ton/m}^2}{1,94 \text{ m}} = 13,84 \text{ Ton/m}$$

Chequeo por corte simple

Peralte efectivo:

Datos preliminares:

Número de varilla= 6

Diam.= 1,91 cm²

Espesor "t" = 50 cm

Rec. = 7,50 cm

$$d_{efectivo} = t - \frac{\emptyset}{2} - Rec.$$

$$d_{efectivo} = 50 \text{ cm} - \frac{1,91 \text{ cm}^2}{2} - 7,50 \text{ cm} = 41,55 \text{ cm}$$

Sección crítica

Datos preliminares:

3a = 1,94 m

b Col. = 0,40 m

d = 0,416 m

$$X = 3a - (b_{Col.} + d)$$

$$X = 1,94 \text{ m} - (0,40 \text{ m} + 0,416) = 1,13 \text{ m}$$

Corte actuante

Distancia de corte X'

Datos preliminares:

$$q \text{ diseño} = 4,20 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_{x/x} = 13,84 \text{ Ton/m}$$

Primeramente se tiene una ecuación cuadrática.

$$\frac{dv}{dx} = q_{Dis. (c+s)} * (L_{zapata} - 3a) + q_{Dis. (c+s)}X - \frac{W_{x/x}}{2}X^2$$

Se aplica una derivada a ambos lados de la ecuación dejando la siguiente expresión:

$$\frac{dv}{dx} = 0 + q_{Dis. (c+s)} - \frac{W_{x/x}}{2}X$$

Entonces se determina que la distancia de corte esta expresada de la siguiente manera:

$$X' = \frac{q_{Dis. (c+s)}}{\frac{W_{x/x}}{2}}$$
$$X' = \frac{4,20 \text{ Ton/m}^2}{\frac{13,84 \text{ Ton/m}}{2}} = 0,61 \text{ m}$$

Corte máximo en X'

Datos preliminares:

$$q \text{ diseño } (c+s) = 4,20 \text{ Ton/m}^2$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$3a = 1,94 \text{ m}$$

$$W_{x/x} = 13,84 \text{ Ton/m}^2$$

$$X' = 0,61 \text{ m}$$

$$W_{M\acute{a}x. X'} = \left| q_{Dis. (c+s)} * (L_{Zapata} - 3a) + q_{Dis. (c+s)}X' - \frac{W_{\bar{x}}}{2} X'^2 \right|$$

$$W_{M\acute{a}x. X'} = \left| 4,20 \text{ Ton/m}^2 * (1,95 \text{ m} - 1,94 \text{ m}) + 4,20 \text{ Ton/m}^2 * 0,61 \text{ m} - \frac{13,84 \text{ Ton/m}}{2} * 0,61 \text{ m}^2 \right|$$
$$= 0,04 \text{ Ton}$$

Corte máximo en X

Datos preliminares:

$$q \text{ diseño } (c+s) = 4,20 \text{ Ton/m}^2$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$3a = 1,94 \text{ m}$$

$$W_{x/x} = 13,84 \text{ Ton/m}$$

$$X = 1,13 \text{ m}$$

$$W_{M\acute{a}x. X} = \left| q_{Dis. (c+s)} * (L_{Zapata} - 3a) + q_{Dis. (c+s)}X - \frac{W_{\bar{x}}}{2} X^2 \right|$$

$$W_{M\acute{a}x. X} = \left| 4,20 \text{ Ton/m}^2 * (1,95 \text{ m} - 1,94 \text{ m}) + 4,20 \text{ Ton/m}^2 * 1,13 \text{ m} - \frac{13,84 \text{ Ton/m}}{2} * 1,13 \text{ m}^2 \right|$$
$$= 4,00 \text{ Ton}$$

Corte resistente

Datos preliminares

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

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

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm} = 27 \ 125,36 \text{ Kg}$$
$$\cong 27,13 \text{ Ton}$$

$$V_{act} < V_r$$

$$4,00 \text{ Ton} < 27,13 \text{ Ton}$$

Los cortes actuantes son mucho menores al corte resistente por lo que las dimensiones y el espesor son las adecuadas.

Chequeo por punzonamiento

Sección crítica

Datos preliminares:

$$b \text{ Col.} = 0,40 \text{ m}$$

$$3a = 1,94 \text{ m}$$

$$d = 0,416 \text{ m}$$

$$X = 3a - \left(b_{Col.} + \frac{d}{2} \right)$$

$$X = 1,94 \text{ m} - \left(0,40 \text{ m} + \frac{0,416 \text{ m}}{2} \right) = 1,33 \text{ m}$$

Carga de sección crítica

Datos preliminares:

$$W_{x/x} = 13,84 \text{ Ton/m}$$

$$X = 1,33 \text{ m}$$

$$W_X = W_{X/X} * X$$

$$W_X = 13,84 \text{ Ton/m} * 1,33 \text{ m} = 18,45 \text{ Ton/m}$$

Corte actuante

Datos preliminares:

$$P_U = 32,55 \text{ Ton}$$

$$q_{\text{diseño}} (c+s) = 4,20 \text{ Ton/m}^2$$

$$b_{Col.} = 0,40 \text{ m}$$

$$d = 0,416 \text{ m}$$

$$q_{\text{diseño}} = 26,86 \text{ Ton/m}^2$$

$$W(x) = 18,45 \text{ Ton/m}$$

$$V_{Act.} = P_U + q_{Dis. (c+s)} * \left[(b_{Col.} + d) * \left(b_{Col.} + \frac{d}{2} \right) \right] - (q_{Dis.} + W_X) * \left[(b_{Col.} + d) * \left(b_{Col.} + \frac{d}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned}
 V_{Act.} &= 32,55 \text{ Ton} + 4,20 \text{ Ton/m}^2 * [(0,40 \text{ m} + 0,416 \text{ m}) * (0,40 \text{ m} + 0,416 \text{ m}/2)] \\
 &\quad - (26,86 \text{ Ton/m}^2 + 18,45 \text{ Ton/m}) \\
 &\quad * [(0,40 \text{ m} + 0,416 \text{ m}) * (0,40 \text{ m} + 0,416 \text{ m}/2)] = 12,18 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$

Corte resistente

Datos preliminares:

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

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

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

$$V_r = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm} = 54,25 \text{ Ton.}$$

$$V_{act} < V_r$$

$$12,18 \text{ Ton} < 54,25 \text{ Ton}$$

Los cortes actuantes son mucho menores al corte resistente, por lo que las dimensiones y el espesor son las adecuadas.

Diseño de refuerzo

Distancia a rostro de columna

Datos preliminares:

$$3a = 1,94 \text{ m}$$

b Col. = 0,40 m

$$X = 3a - b_{Col.}$$

$$X = 1,94 \text{ m} - 0,40 \text{ m} = 1,54 \text{ m}$$

Distancia critica X'

Datos preliminares:

$$q \text{ diseño } (c+s) = 4,20 \text{ Ton/m}^2$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$3a = 1,94 \text{ m}$$

$$W_{x/x} = 13,84 \text{ Ton/m}$$

$$V(0) = q_{Dis. (c+s)} * (L_{Zapata} - 3a) + q_{Dis. (c+s)}X - \frac{W_{x/x}}{2}X^2$$

$$V(0) = 4,20 \text{ Ton/m}^2 * (1,95 \text{ m} - 1,94 \text{ m}) + 4,20 \text{ Ton/m}^2X - \frac{13,84 \text{ Ton/m}}{2}X^2$$

Como puede apreciarse la ecuación anterior es una ecuación cuadrática, la cual se resuelve mediante la ecuación:

$$X_i = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Después de aplicar la ecuación se obtuvieron los siguientes valores:

$$X_1 = -0,009 \quad X_2 = 0,62$$

Se escogerá el mayor valor que en este caso es 0,62 m.

Carga en punto crítico X

Datos preliminares:

$$W_{x/x} = 13,84 \text{ Ton/m}$$

$$X = 1,54 \text{ m}$$

$$W_i = W_{x/x} * X$$

$$W_x = 13,84 \text{ Ton/m} * 1,54 \text{ m} = 21,32 \text{ Ton.}$$

Carga en punto crítico X'

Datos preliminares:

$$W_{x/x} = 13,84 \text{ Ton/m}^2$$

$$X' = 0,62 \text{ m}$$

$$W_i = W_{x/x} * X$$

$$W_{x'} = 13,84 \text{ Ton/m} * 0,62 \text{ m} = 8,52 \text{ Ton.}$$

Cálculo de momentos actuantes

Momento actuante Mx

Datos preliminares:

$$q \text{ diseño (c+s)} = 4,20 \text{ Ton/m}^2$$

$$X = 1,54 \text{ m}$$

$$X' = 0,62 \text{ m}$$

$$L = 1,95 \text{ m}$$

$$3a = 1,94 \text{ m}$$

$$W_x = 21,32 \text{ Ton}$$

$$W_x' = 8,52 \text{ Ton}$$

$$M_{Ui} = q_{Dis.(c+s)} * \left(X + (L_{Zapata} - 3a) \right)^2 - \left(W_i * \frac{X i^2}{6} \right)$$

$$M_{UX} = 4,20 \text{ Ton/m}^2 * (1,54 \text{ m} + (1,95 \text{ m} - 1,94 \text{ m}))^2 - \left(21,32 \text{ Ton} * \frac{1,54 \text{ m}^2}{6} \right)$$
$$\cong 1,65 \text{ Ton.}$$

Momento actuante M_x'

$$M_{UX} = 4,20 \text{ Ton/m}^2 * (0,62 \text{ m} + (1,95 \text{ m} - 1,94 \text{ m}))^2 - \left(8,52 \text{ Ton} * \frac{0,62 \text{ m}^2}{6} \right)$$
$$\cong 1,10 \text{ Ton.}$$

Cálculo de acero mínimo

Datos preliminares:

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

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

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

$$A_{S_{Min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{Min}} = \frac{14,1}{2810 \text{ Kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm} = 20,85 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero para momento actuante: para este cálculo se debe utilizar el momento actuante más grande de los que se determinaron anteriormente, se colocará en kg-m dentro de la ecuación expuesta a continuación.

Datos preliminares:

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

$$d = 41,55 \text{ cm}$$

$$M_U = 1\,646,12 \text{ Kg-cm}$$

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

$$f_y = 2\,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{s_{MU}} = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0,003825 * f'_c}} \right] * \frac{0,85 * f'_c}{f_y}$$

$$A_{s_{MU}} = \left[100 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm} - \sqrt{(100 \text{ cm} * 41,55 \text{ cm})^2 - \frac{1\,646,12 \text{ Kg} - \text{m} * 100 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \text{ Kg/cm}^2}} \right]$$

$$* \frac{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{2\,810 \text{ Kg/cm}^2} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Comparación:

$$A_{s \text{ min}} = 20,85 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar}$$

$$A_{s \text{ MU}} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \text{No usar}$$

Como $A_{s \text{ min}}$ es mayor que $A_{s \text{ MU}}$, el valor de $20,85 \text{ cm}^2$ será el que se utilizará para el refuerzo de la zapata.

Espaciamiento del acero

Cama inferior

Datos preliminares:

Número de varilla= 6

Diam. = 1,91 cm²

A var. = 2,85 cm²

As = 20,85 cm²

L = 154,05 cm

$$S_{inferior} = \frac{As_{varilla} * L}{As_{calculado}}$$

$$S_{inferior} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 154,05 \text{ cm}}{20,85 \text{ cm}^2} = 21,06 \text{ cm}$$

$$S_{M\acute{a}x.} = \frac{d}{2} = \frac{41,55 \text{ cm}}{2} \cong 21 \text{ cm}$$

El espaciamiento calculado está por debajo del espaciamiento máximo, por lo que es adecuado pero por criterio se aproximará a 20 cm.

Cama superior: para el acero superior se utilizará el área de acero por temperatura "Atemp.", la cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$As_{Temp} = 0,002 * b * t$$

Donde "b" es la franja unitaria que se viene utilizando y "t" es el espesor de la zapata.

$$A_{S_{Temp}} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

Datos preliminares:

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

$$T = 50 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ temp.}} = 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de varilla} = 5$$

$$\text{Diam} = 1,59 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ var.}} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$S_{Superior} = \frac{A_{S_{varilla}} * b}{A_{S_{Temp.}}}$$

$$S_{Superior} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{10 \text{ cm}^2} = 20 \text{ cm}$$

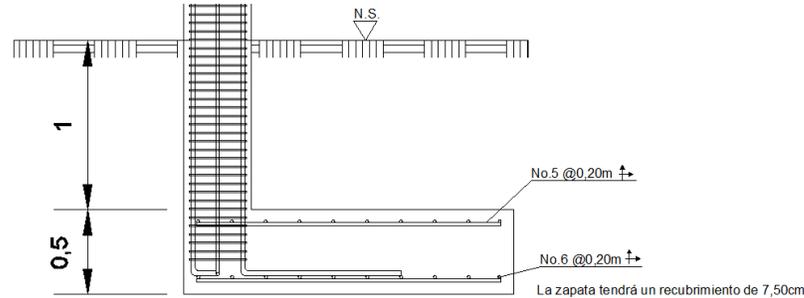
Por criterio se aproximara el valor a 20 cm.

Conclusión: las dimensiones de la zapata serán de 1,95 m por 1,95 m.

Refuerzo inferior: se colocarán varillas número 6 grado 40@20 cm en ambos sentidos.

Refuerzo superior: se colocarán varillas número 5 grado 40@20 cm en ambos sentidos.

Figura 38. **Esquema de armado de zapata Z-1**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Diseño de solera hidrófuga-cimiento: la solera de hidrófuga-cimiento tiene como función principal evitar el ingreso de la humedad por capilaridad hacia el interior de los diversos ambientes de la edificación; para dividir estos espacios se utilizan muros tabiques, que solo soportarán su propio peso; para transmitir estas cargas al suelo se propone el diseño de una solera de humedad trapezoidal, que soportará las cargas superpuestas de los muros, contribuyendo a la distribución efectiva de las mismas, esto de acuerdo con la resistencia del terreno.

El diseño se basa en las especificaciones establecidas en las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), obteniendo al siguiente resultado:

$$\text{Ancho de corona} = \text{ancho de muro} + 1 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de corona} = 15 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho de la base} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Refuerzo}_{\text{Superior}} = 2 \text{ varillas número } 3$$

$$\text{Refuerzo}_{\text{Inferior}} = 3 \text{ varillas número } 3$$

$$\text{Refuerzo}_{\text{Transversal}} = \text{Est. n}^{\circ} \text{ numero } 2@15 \text{ cm}$$

Figura 39. **Sección de solera hidrófuga-cimiento**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

2.1.4.3.5. **Diseño de gradas**

Al hacer el prediseño se determinó que era poco viable construir una rampa que cumpliera con los requisitos de pendiente especificados en el *Manual técnico de accesibilidad de las personas con discapacidad al espacio físico y medios de transporte en Guatemala*; por lo que se tomará la siguiente opción que ofrece el manual, la cual es la de colocar una escalera tipo lineal recta.

Las gradas son elementos estructurales, cuya función principal es comunicar dos ambientes separados por una distancia vertical; las gradas deben proporcionar un recorrido seguro y rápido; la ubicación debe ser funcional de acuerdo con la ocupación del edificio.

Para el diseño de gradas deben determinarse la cantidad de escalones en función de la diferencia de niveles a cubrir; la huella y contrahuella serán diseñadas de acuerdo con los parámetros de comodidad en el recorrido.

Verificación de parámetros de comodidad

$$C = \text{contra huella} \quad C \leq 20 \text{ cm}$$

$$C = 15 \text{ cm} \quad C \leq 20 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$H = \text{Huella} \quad H > C$$

$$H = 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$2C + H \leq 64 \text{ cm}$$

$$2 * 15 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$C * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

$$15 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 450 \text{ cm}^2 \quad \text{No cumple}$$

Como se puede observar, todos los parámetros cumplen menos uno; es importante mencionar que por el uso que se le dará a la edificación, las dimensiones de la huella y contrahuella están basadas en lo que está expuesto en la página 87 del *Manual técnico de accesibilidad de las personas con discapacidad al espacio físico y medios de transporte en Guatemala*, donde señala que la contrahuella no puede ser mayor a 15 cm, y la huella no debe ser menor a 30 cm y el ancho de las gradas no debe ser menor a 0,90 m.

Ya que solo un parámetro incumple y por muy poco, las dimensiones propuestas serán las que se utilizarán para el diseño.

Número de escalones

Datos preliminares:

Contrahuella "C" = 0,15 m

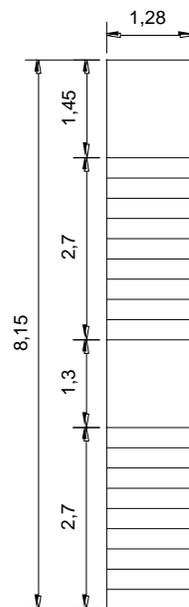
$h_{\text{piso}} = 3 \text{ m}$

$$\text{Número}_{\text{Escalones}} = \frac{h_{\text{piso}}}{C} = \frac{3 \text{ m}}{0,15 \text{ m}} = 20 \text{ escalones}$$

El que hayan 20 escalones significa que habrán 10 contrahuellas antes del descanso, entonces:

$$\text{Número de huellas} = \text{No. } C - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ huellas}$$

Figura 40. **Planta de gradas**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Diseño de refuerzo

Integración de cargas

Carga muerta

Datos preliminares:

Espesor = 0,15 m

Contra huella "C" = 0,15 m

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

Acabados = 30 Kg/m²

Sobre carga = 60 Kg/m²

$$C.M. = \gamma_{\text{Concreto}} * \left(\text{Espesor} + \frac{C}{2} \right) + W_{\text{Acabados}} + W_{\text{sobrecarga}}$$

$$C.M. = 2400 \text{ Kg/m}^3 * \left(0,15 \text{ m} + \frac{0,15 \text{ m}}{2} \right) + 30 \text{ Kg/m}^2 + 60 \text{ Kg/m}^2 = 630 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva:

La carga viva será la que especifica la sección NS2 del Agies, siendo esta de 500 kg/m².

Carga última:

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

$$CU = 1,4 * (630 \text{ Kg/m}^2) + 1,7 * (500 \text{ Kg/m}^2) = 1732 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo de momentos

Determinación de longitud: como la distancia que se proyecta en los planos es horizontal se deberá determinar la longitud inclinada que posee la escalera hasta el primer descanso.

$$L_{Inclinada} = \sqrt{h_{Piso}^2 + L_{Horizontal}^2}$$

$$L_{Inclinada} = \sqrt{1,50 \text{ m}^2 + 2,70 \text{ m}^2} = 3,09 \text{ m}$$

$$L_{Total} = L_{Inclinada} + L_{Descanso} = 3,09 \text{ m} + 1,30 \text{ m} = 4,39 \text{ m}$$

Determinación de momentos:

Datos preliminares:

$$C.U. = 1\,732 \text{ Kg/m}^2$$

$$L \text{ total} = 4,39 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = \frac{C_U * L^2}{9} = \frac{1\,732 \text{ Kg/m}^2 * (4,39 \text{ m})^2}{9} = 3\,706,59 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{(-)} = \frac{C_U * L^2}{14} = \frac{1\,732 \text{ Kg/m}^2 * (4,39 \text{ m})^2}{14} = 2\,382,81 \text{ Kg} - \text{m}$$

Área de acero mínima:

Datos preliminares:

$$\text{Espesor "t"} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Rec.} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Número de varilla} = 3$$

$$\text{Diam. Varilla} = 0,95 \text{ cm}$$

$$d = \text{Espesor} - \text{Rec.} - \frac{\phi_{Varilla}}{2}$$

$$d = 15 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{0,95 \text{ cm}}{2} = 9,52 \text{ cm}$$

$$A_{S_{Min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

Como base se utilizará el ancho de las gradas.

$$A_{S_{Min}} = \frac{14,1}{2\,810 \text{ Kg/m}^2} * 128 \text{ cm} * 9,52 \text{ cm} = 6,12 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

Datos preliminares:

Peralte "d" = 9,52 cm

Base = 128 cm

$f_y = 2\,810 \text{ Kg/cm}^2$

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

$\rho_{bal} = 0,03695$

$$A_{S_{max}} = 0,5 * \rho_{balanceada} * b * d$$

$$A_{S_{max}} = 0,5 * 0,03695 * 128 \text{ cm} * 9,52 \text{ cm} \cong 22,52 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida para momentos

Datos preliminares:

Base = 128 cm

Peralte "d" = 9,52 cm

M (+) = 3 706,59 Kg-m

$$M (-) = 2\,382,82 \text{ Kg-m}$$

$$f_y = 2\,810 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

Momentos positivo:

$$A_s = \left[(128 \text{ cm} * 9,52 \text{ cm}) - \sqrt{(128 \text{ cm} * 9,52 \text{ cm})^2 - \frac{3\,706,59 \text{ Kg-m} * 128 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \text{ Kg/cm}^2}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{2\,810 \text{ Kg/cm}^2} \right) = 17,30 \text{ cm}^2$$

Momento negativo:

$$A_s = \left[(128 \text{ cm} * 9,52 \text{ cm}) - \sqrt{(128 \text{ cm} * 9,52 \text{ cm})^2 - \frac{2\,382,81 \text{ Kg-m} * 128 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \text{ Kg/cm}^2}} \right] * \left(\frac{0,85 * 210 \text{ Kg/cm}^2}{2\,810 \text{ Kg/cm}^2} \right) = 10,62 \text{ cm}^2$$

Ningún área supera el A_s máximo ni es menor al A_s mínimo por lo que se tomarán las áreas de acero correspondientes a cada momento.

Refuerzo longitudinal

Para el refuerzo longitudinal superior se tomará el A_s del momento negativo y se propondrá una varilla número 5

El espaciamiento se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{A_{S_{varilla}} * L}{A_{S_{calculado}}} = \frac{1,98 \text{ cm}^2 * 128 \text{ cm}}{17,30 \text{ cm}^2} = 14,65 \text{ cm} \cong 15 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal: para el refuerzo transversal se tomará el refuerzo por temperatura y se propondrá una varilla número 3.

$$A_{S_{Temp.}} = 0,002 * b * t = 0,002 * 128 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 3,84 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento se determinará mediante la siguiente ecuación:

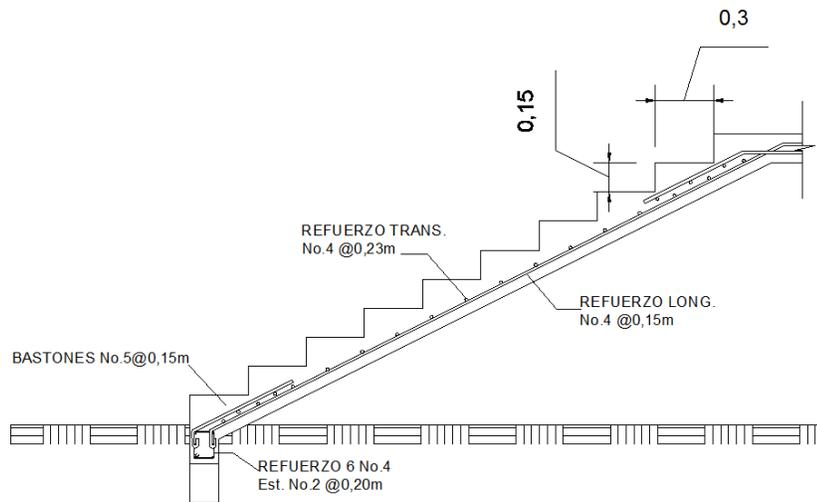
$$S_{Inferior} = \frac{A_{S_{varilla}} * L}{A_{S_{calculado}}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 128 \text{ cm}}{3,84 \text{ cm}^2} = 23,75 \text{ cm} \cong 23,5 \text{ cm}$$

Conclusión

Refuerzo longitudinal: se utilizará varilla número 5 grado 40 a cada 15 cm.

Refuerzo transversal: se utilizará varilla número 3 grado 40 a cada 23 cm.

Figura 41. Esquema de armado de gradas



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

2.1.5. Instalaciones eléctricas

El diseño de la instalación eléctrica para el edificio está basada en el *Manual de normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala (EEGSA)*, de acuerdo a los lineamientos de la sección V: apartamentos, edificios, centros comerciales y construcciones similares.

Normas y códigos para instalación comercial

Acometida: es el conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir electricidad desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica.

La instalación de la acometida constará de los siguientes elementos:

- Poste de distribución

- Poste de acometida
- Cables de acometida
- Contador o medidor
- Caja *socket* para contador
- Medios de protección
- Tableros de distribución

En cada nivel del edificio será necesario colocar un tablero de distribución con tierra física, para la conexión de electrodos a tierra se debe colocar una varilla de cobre de un diámetro de ½” y una longitud mínima de 2,50 m.

Circuitos: según la norma, los circuitos de iluminación y fuerza se protegerán con un flip on de 15 a 40 amperios dependiendo de los elementos conectados al circuito, basándose en los resultados obtenidos en cálculos; para ello se utilizó el método del total de potencia que consiste en la sumatoria de los watts y kilowatt de todos los elementos como lámparas, tomacorrientes y conexiones eléctricas necesarias para obtener la iluminación en cada ambiente.

Para esto entonces se detalla la cantidad de elementos que serán colocados por nivel en el edificio escolar.

Primer nivel:

- Bombillas: 17 bombillas de 75 watts = 1 275 watts
- Tomacorrientes: 14 tomacorrientes de 300 watts = 4 200 watts
- Potencia total = 1 275 Watts + 4 200 watts = 5 475 watts

Con base en lo especificado en la norma y teniendo una potencia de 5 475 watts, se colocará en el primer nivel 4 circuitos, 2 para iluminación y 2 para fuerza.

Segundo nivel:

- Bombillas: 9 bombillas de 75 watts = 675 watts
- Tomacorrientes: 13 tomacorrientes de 300 watts = 3 900 watts
- Potencia total = 1 275 watts+4 200 watts = 4 575 watts

Con base en lo especificado en la norma y teniendo una potencia de 4 575 watts, se colocará en el primer nivel 3 circuitos, 1 para iluminación y 2 para fuerza.

Conductores: el calibre de los conductores debe satisfacer la necesidad requerida en cálculos pero en ningún caso podrá ser menor a 12 AWG, el cual posee una capacidad para resistir 20 amperios.

Para determinar el calibre de la iluminación, se debe determinar la corriente de los circuitos para cada nivel, en este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los dos niveles:

10 bombillas de 75 watts cada una.

$$P = 10 * 75 \text{ watts} = 750 \text{ watts}$$

$$Iluminación = \frac{P}{V} = \frac{750 \text{ watts}}{120 \text{ V}} = 6,25 \text{ A}$$

Considerando que la distancia promedio en la ubicación de las lámparas es de 4 m, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 voltios con un 2 % de caída de voltaje debe ser 12 AWG.

Para el cálculo del calibre de fuerza, se debe determinar la corriente del circuito para cada nivel, tomando en cuenta el uso simultáneo de los tomacorrientes, en este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los dos niveles:

8 tomacorrientes de 300 watts cada uno

$$P = 8 * 300 \text{ watts} = 2\,400 \text{ watts}$$

$$Fuerza = \frac{P}{V} = \frac{2\,400 \text{ watts}}{120 \text{ V}} = 20 \text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio entre cada tomacorriente es de 4,10 metros, se determina que el calibre del conductor requerido por seguridad y para cargas nominales de 120 v con un 2 % de caída de voltaje es 12 AWG.

La corriente para iluminación es igual a 6,25 A y para fuerza igual a 20 A, de acuerdo a estos resultados se colocará un flip on de 15 amperios para cada circuito de iluminación y un flipón de 30 amperios por cada circuito de fuerza.

Se colocarán 2 flipón de 15 A para los circuitos de iluminación del primer nivel y 2 flip on de 30 A para los circuitos de fuerza en el primer nivel, en el segundo nivel para iluminación se utilizarán 1 flip on de 15 A así como y 2 flipón de 30 A para los circuitos de fuerza respectivamente.

Ductos y tuberías: para los circuitos de iluminación se utilizará tubería plástica (poliducto) de diámetro $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de iluminación y se utilizará tubo PVC eléctrico de diámetro $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de fuerza.

2.1.6. Instalaciones hidráulicas

Las instalaciones hidráulicas, son el conjunto de tuberías y conexiones de diferentes diámetros y diferentes materiales de gran importancia para alimentar y distribuir agua en el interior del edificio.

La red de distribución de agua de un edificio debe diseñarse para que todos los aparatos sanitarios funcionen correctamente, el sistema debe llenar los requisitos de capacidad suficiente en todas sus partes, para satisfacer las demandas máximas con un costo adecuado, el diseño se realiza de acuerdo con los siguientes parámetros:

- El servicio de agua potable será continuo durante 12 horas al día.
- La dotación mínima es de 200 litros/persona/día.
- El diseño de la red de distribución será por circuitos cerrados.
- Las tuberías de agua potable se colocaron lo más apartado posible de las de drenaje y nunca deben colocarse a un nivel inferior que éstas.
- En los puntos de cruce entre tubería de agua potable y tubería de drenaje, las primeras deben quedar como mínimo 20 centímetros por encima protegidas con mortero o concreto.

Cálculo de subramales: los subramales son pequeñas longitudes de tubería que conectan los ramales a los aparatos sanitarios, se le asigna un diámetro a cada aparato sanitario.

- Lavamanos= $\varnothing \frac{1}{2}$ "
- Grifo de pila= $\varnothing \frac{1}{2}$ "
- Inodoro con tanque= $\varnothing \frac{1}{2}$ "
- Grifo de patio = $\varnothing \frac{1}{2}$ "

Cálculo de ramales: los ramales son tuberías derivadas del alimentador principal y que abastecen agua a un punto de consumo aislado, un baño o a un grupo de aparatos sanitarios.

Se ha determinado que para los ramales principales se utilizará el mismo diámetro que para sub ramales $\varnothing \frac{1}{2}$ ".

Cálculo de la línea principal de conducción: de acuerdo con la tabla que se presenta a continuación se le asigna un número de unidades de gasto o unidades Hunter (UH) a cada uno de los artefactos sanitarios en función del tipo, quedando de la siguiente manera:

Tabla XXVIII. **Unidades de gasto para tuberías de distribución**

<i>Piezas</i>	<i>Tipo</i>	<i>Unidades de gasto</i>		
		<i>Total</i>	<i>Agua fría</i>	<i>Agua caliente</i>
<i>Tina</i>		4	3	3
<i>Lavadero de ropa</i>		8	4,50	4,50
<i>Ducha</i>		4	3	3
<i>Inodoro</i>	<i>Con tanque</i>	5	5	...
<i>Inodoro</i>	<i>Con válvula semiautomática</i>	8	8	...
<i>Lavadero de ropa</i>	<i>Cocina hotel, restaurante</i>	4	3	3
<i>Lavadero de ropa</i>	<i>Repostería</i>	3	2	2
<i>Bebedero</i>	<i>Simple</i>	1	1	...
<i>Bebedero</i>	<i>Múltiple</i>	1	1	...
<i>Lavatorio</i>	<i>Corriente</i>	2	1,50	1,50
<i>Lavatorio</i>	<i>Múltiple</i>	2	1,50	1,50
<i>Botadero</i>		3	2	2
<i>Urinario</i>	<i>Con tanque</i>	3	3	...
<i>Urinario</i>	<i>Con válvula semiautomática</i>	5	5	...

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

- Lavamanos UH = 2
- Grifo para pila UH = 4
- Inodoro con tanque UH = 5
- Grifo para patio UH = 1

Número total de UH primer nivel

- 3 lavamanos*2 UH=6 UH
- 1 grifo para pila*4 UH= 4 UH
- 2 inodoros con tanque*5 UH= 10 UH
- 1 grifo para patio*1 UH= 1 UH
- TOTAL=21 UH

Número total de UH segundo nivel

- 2 lavamanos*2 UH= 4 UH
- 0 grifo para pila*4 UH= 0 UH
- 2 inodoros con tanque*5 UH= 10 UH

- 0 grifo para patio*1 UH= 0 UH
- TOTAL=14 UH
- El número total de UH es= 21 UH+ 14 UH= 35 UH

Para determinar el gasto que corresponde al número total de UH que se calculó se utilizará la tabla siguiente:

Tabla XXIX. **Gastos probables para el método de Hunter (lts/s)**

No. de UH	Gasto		No. de UH	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0,12	...	40	0,91	1,74
4	0,16	...	42	0,95	1,78
5	0,23	0,91	44	1,00	1,82
6	0,25	0,94	46	1,03	1,84
7	0,28	0,97	48	1,09	1,92
8	0,29	1,00	50	1,13	1,97
9	0,32	1,03	55	1,19	2,04
10	0,34	1,06	60	1,25	2,11
12	0,38	1,12	65	1,31	2,17
14	0,42	1,17	70	1,36	2,23
16	0,46	1,22	75	1,41	2,29
18	0,50	1,27	80	1,45	2,35
20	0,54	1,33	85	1,50	2,40
22	0,58	1,37	90	1,56	2,45
24	0,61	1,42	95	1,62	2,50
26	0,67	1,45	100	1,67	2,55
28	0,71	1,51	110	1,75	2,60
30	0,75	1,55	120	1,83	2,72
32	0,79	1,59	130	1,91	2,80
34	0,82	1,63	140	1,98	2,85
36	0,85	1,67	150	2,06	2,95
38	0,88	1,70	160	2,14	3,04

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

Al observar la tabla se determinó que el gasto probable del edificio será de 2,52 lts/s (0,85 lts/s con tanque y 1,67 lts/s con válvula).

Estimando una velocidad de 1 m/s, una altura de niveles de 3 m para el primero y de 3 m para el segundo y tubería PVC, se calcula el diámetro con la siguiente ecuación:

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * H_f}}$$

Por lo tanto, el diámetro a utilizar para la línea de distribución que alimenta los dos niveles será de 1”.

Todos los accesorios serán de PVC (cloruro de polivinilo), que resistan la presión mínima de trabajo de 14 kg/cm² (2000 PSI); cumpliendo con las Normas ASTM 1785.

Todas las juntas de tubería, uniones y conexiones del sistema de distribución deben ser impermeabilizadas, las conexiones con rosca deberán impermeabilizarse cubriendo la rosca con teflón antes de acoplarlas.

Drenaje pluvial: la función del drenaje pluvial es la evacuación de las aguas provenientes de escorrentía generada por la precipitación pluvial, para que su instalación sea efectiva se debe realizar un diseño de acuerdo a los siguientes requisitos:

Las bajadas deben ubicarse si es posible en paredes que den al exterior de la edificación, protegidas con mortero, concreto u otro material.

Se calcula el caudal con la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{C.I.A.}{360}$$

Donde:

Q = Caudal m³/s

C = Coeficiente de escorrentía del concreto (0,90)

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área a drenar (H_a)

Para calcular la intensidad de lluvia se utilizarán los parámetros de ajuste de la estación meteorológica de Morazán, de la tabla que se expone a continuación. Se asume un período de retorno Tr = 2 años.

Tabla XXX. **Ecuaciones de intensidad de lluvia por región**

	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala (Zona Atlántica)	2838/t+18	3706/t+22	4204/t+23	4604/t+24
Ciudad de Guatemala (Zona Pacífica)				6889/t+40
Bananera, Izabal	5771/t+48.8	710395/t+53.8	7961/t+56.63	36677/t+58.43
Labor Ovalle Quetzaltenango	977.7/t+3.8	11285/t+3.24	134554/t+3.49	
La Fragua Zacapa	37005/t+50	39905/t+41.75	4040/t+37.14	
Chimaltenango	1712/t+8.7	2201/t+10.17		

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.

Analizando para Morazán, El Progreso:

$$I_{lluvia} = \frac{2838}{t + 18}$$

Se asume un tiempo de concentración t de 0,5 minutos (30 segundos)

$$I_{lluvia} = \frac{2838}{0,50 + 18} = 153,41 \text{ mm/h}$$

El área a drenar por cada bajada será de 21,45 m² o 0,002145 hectáreas.

$$Q = \frac{0,90 * 153,41 * 0,002145}{360} = 0,00082 \text{ m}^3/\text{s} = 0,82 \text{ lts/s}$$

Luego, se calcula el diámetro de la tubería, por medio de la fórmula de Manning, de la siguiente manera:

$$D = \left(\frac{691\,000 * Q * n}{\sqrt{S}} \right)^{3/8}$$

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad $n = 0,009$ y se estimará una pendiente de 1,00 %, quedando:

$$D = \left(\frac{691\,000 * 0,00082 * 0,009}{\sqrt{0,01}} \right)^{3/8} = 4,36 \text{ cm}$$

$$D = \frac{4,36 \text{ cm}}{2,54 \text{ cm}} = 1,71" \cong 2"$$

Por lo tanto, para las bajadas de agua pluvial se utilizará tubería PVC de 2" de diámetro pero tomando en cuenta desechos sólidos se colocará una de 3"; para colocación de esta tubería deben construirse cajas de unión que conduzcan su salida hacia la candela municipal, pues en Morazán el drenaje es combinado, se utilizará tubería de PVC con diámetro de 3" que cubre un área de drenaje máxima de 100 m², con pendiente del 1 %.

Drenaje sanitario: la función del drenaje sanitario es la recolección de las aguas residuales (aguas jabonosas, aguas grasas, aguas negras) y conducir las a través de tuberías al colector general, las tuberías enterradas para el drenaje sanitario deben tener una pendiente mínima de 2 % y una pendiente máxima de 6 %.

Para el dimensionamiento de las instalaciones de drenajes, es necesario definir el concepto unidad de descarga, se define en forma convencional como la correspondiente a la descarga del agua residual de un lavabo común en uso doméstico y que corresponde a un caudal de 20 litros por minuto, siendo la referencia para estimar las descargas de todos los demás muebles, accesorios o aparatos sanitarios.

Para determinar el diámetro de la tubería a utilizar se deberá tomar en cuenta la siguiente tabla.

Tabla XXXI. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Tina	3	4	4	1 1/4	2	2
Bidet	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Cuarto de baño completo	7	3	3	3
Regadera	2	3	3	1 1/4	2	2
Urinario suspendido	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Urinario vertical	...	4	4	...	2	2
Fregadero de viviendas	3	1 1/4
Fregadero de restaurante	...	8	8	...	3	3
Lavadero (ropa)	3	3	...	1 1/4	1 1/4	...
Vertedero	...	8	8	4	4	...
Bebedero	1	1	1	1 1/4	1 1/4	1 1/4
Lavaplatos de casa	2	1 1/2
Lavaplatos comercial	...	4	2

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 71.

Para este proyecto se considerará una instalación de primera clase por lo que todos los accesorios serán de PVC (cloruro de polivinilo), cédula 40 que cumplan con la Norma ASTM 2675, para el diseño del sistema de drenaje se utilizó tubería de 3" entre cajas de unión, tubería de 3" para todo el circuito que

funciona por gravedad incluyendo inodoros y lavamanos, la pendiente utilizada es del 2 %. Para la tubería central que llevará las descargas de ciertos artefactos sanitarios y considerando una ampliación del sistema se utilizará un diámetro de 6”.

2.1.7. Planos constructivos

Los planos constructivos del Centro de Atención a Discapacitados (CADIM) están expuestos en la sección de anexos. El juego de planos está compuesto por los planos siguientes:

- Plantas amuebladas y acotadas de primer y segundo nivel.
- Plantas de instalaciones hidráulicas y pendientes de losas.
- Plantas de instalaciones de drenaje y detalle de cajas.
- Plantas de instalación eléctrica de iluminación y fuerza.
- Plantas de acabados, detalles de puertas y ventanas.
- Plantas de cimentación y columnas, detalles de muros y columnas.
- Plantas de vigas y losas con detalles y detalle de gradas.

2.1.8. Presupuesto

El resumen del presupuesto del edificio se elaboró en base a precios unitarios. Para el precio de materiales y mano de obra se tomaron como referencia los utilizados por la Municipalidad para proyectos similares. El presupuesto se detalla en la tabla XXXII.

Tabla XXXII. Presupuesto del Centro de Atención a Discapacitados (CADIM)

No.	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	LIMPIEZA Y DESTRONQUE	m2	200,00	10,49	Q2 098,66
1,2	TRAZO Y NIVELACIÓN	m2	200,00	22,96	Q4 592,29
2	CIMENTACIÓN				
2,1	EXCAVACIÓN	m3	91,95	63,02	Q5 794,70
2,2	RELLENO	m3	53,22	57,03	Q3 035,28
2,3	ZAPATA Z-1 (Aislada concentrica)	U	4,00	4834,35	Q19 337,39
2,4	ZAPATA Z-2 (Aislada excentrica)	U	8,00	3156,81	Q25 254,49
2,5	ZAPATA Z-3 (Aislada excentrica)	U	12,00	99,74	Q1 196,90
2,6	SOLERA-CIMIENTO CORRIDO	ML	78,20	156,48	Q12 236,97
2,7	CIMIENTO CORRIDO (GRADAS)	ML	4,75	171,05	Q812,48
2,8	BASE PARA MURO PERIMETRAL	ML	30,00	14,34	Q430,34
3	MUROS				
3,1	SOLERA HIDRÓFUGA	ML	78,60	93,00	Q7 309,66
3,2	SOLERA INTERMEDIA (BLOCK U)	ML	170,35	91,56	Q15 596,53
3,3	SOLERA CORONA	ML	35,65	94,35	Q3 363,51
3,4	SOLERA SILLAR	ML	29,45	52,10	Q1 534,37
3,5	SOLERA DINTEL	ML	29,45	52,10	Q1 534,37
3,6	LEVANTADO DE BLOCK	m2	397,00	236,28	Q93 801,73
3,7	MURO DE TABLAYESO	m2	164,60	185,95	Q30 607,21
4	COLUMNAS				
4,1	COLUMNA C-1	ML	84,00	496,26	Q41 686,20
4,2	COLUMNA C-2	ML	234,00	90,41	Q21 157,04
4,3	COLUMNA C-3	ML	69,00	87,28	Q6 022,01
5	VIGAS				
5,1	VIGA V-1	ML	80,40	426,17	Q34 264,04
5,2	VIGA V-2	ML	71,40	319,79	Q22 832,70
5,3	VIGA V-3	ML	7,80	255,00	Q1 988,98
6	TECHOS				
6,1	LOSA ENTRE PISO	m2	125,25	360,60	Q45 165,54
6,2	LOSA TECHO	m2	125,25	360,60	Q45 165,54
6,3	TECHO (LÁMINA TRANSPARENTE)	m2	30,50	172,70	Q5 267,29
6,4	CENEFAS	ML	33,20	251,14	Q8 337,71
7	GRADAS				
7,1	GRADAS	m2	14,53	390,94	Q5 680,29
8	ACCESOS				
8,1	BANQUETA CON RAMPA	ML	11,00	611,63	Q6 727,96
9	INSTALACIONES HIDRÁULICAS				
9,1	INSTALACION DE AGUA POTABLE	Global	1,00	3645,54	Q3 645,54
10	INSTALACIONES SANITARIAS				
10,1	INSTALACION SANITARIA	Global	1,00	8299,72	Q8 299,72
11	INSTALACIONES ELÉCTRICAS				
11,1	ILUMINACIÓN	Global	1,00	12041,64	Q12 041,64
11,2	FUERZA	Global	1,00	6566,02	Q6 566,02
12	PISOS Y AZULEJO				
12,1	PISO CERÁMICO (1er nivel)	m2	125,25	191,91	Q24 037,05
12,2	PISO CERÁMICO (2do. nivel)	m2	125,25	187,33	Q23 463,65
12,3	AZULEJO EN PAREDES	m2	23,50	129,56	Q3 044,71

Continuación de tabla XXXII.

13	PUERTAS				
13,1	PUERTA P-1 (1,2 x 2,10m)	U	3,00	3752,49	Q11 257,47
13,2	PUERTA P-2 (2 x 2,10m corrediza)	U	1,00	16365,60	Q16 365,60
13,3	PUERTA P-3 (1,80 x 2,10m corrediza)	U	1,00	12441,60	Q12 441,60
13,4	PUERTA P-4 (1 x 2,10m)	U	10,00	2129,43	Q21 294,30
14	VENTANAS				
14,1	VENTANA V-1 (1,5 x 1,3m)	U	5,00	698,87	Q3 494,33
14,2	VENTANA V-2 (1 x 0,5m)	U	6,00	398,03	Q2 388,15
14,3	VENTANA V-3 (2 x 1,3m)	U	1,00	855,83	Q855,83
14,4	VENTANA V-4 (1 x 1,3m)	U	2,00	461,33	Q922,65
14,5	VENTANA V-5 (1,65 x 1,3m)	U	6,00	695,93	Q4 175,55
15	MUBLES SANITARIOS Y DE LIMPIEZA				
15,1	INODORO	U	4,00	1015,05	Q4 060,20
15,2	LAVAMANOS	U	4,00	1138,70	Q4 554,82
15,3	PILA	U	1,00	791,85	Q791,85
16	BARANDAS				
16,1	BARANDAS DE METAL	ML	28,25	413,49	Q11 681,09
17	ACABADOS				
17,1	REPELLO	m2	1316,10	66,19	Q87 112,13
17,2	ACABADO TIPO MONOCAPA	m2	1316,10	56,53	Q74 397,82
18	LIMPIEZA FINAL				
18,1	LIMPIEZA FINAL	m2	200,00	10,49	Q2 098,66
TOTAL					Q811 822,54

Fuente: elaboración propia.

2.1.9. Cronograma de ejecución física y financiera

El cronograma de ejecución para el edificio se expone en la tabla XXXIII.

Tabla XXXIII. Cronograma de ejecución del Centro de Atención a Discapacitados (CADIM)

No.	RENGLON DE TRABAJO	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8
1	TRABAJOS PRELIMINARES	■							
2	CIMENTACIÓN		■						
3	MUROS		■	■					
4	COLUMNAS		■	■					
5	VIGAS			■	■				
6	TECHOS			■	■				
7	GRADAS			■	■				
8	ACCESOS			■	■				
9	INSTALACIONES HIDRÁULICAS			■	■				
10	INSTALACIONES SANITARIAS			■	■				
11	INSTALACIONES ELÉCTRICAS			■	■				
12	PISOS Y AZULEJO				■	■			
13	PUERTAS				■	■			
14	VENTANAS				■	■			
15	MUEBLES SANITARIOS Y DE LIMPIEZA				■	■			
16	BARANDAS				■	■			
17	ACABADOS				■	■			
18	LIMPIEZA FINAL							■	■
	INVERSIÓN PARCIAL	Q.40 740,22	Q.163 132,87	Q.93 529,05	Q.98 693,17	Q.88 682,13	Q.31 244,01	Q.166 725,43	Q.129 071,66
	PORCENTAJE MENSUAL EJECUTADO	5,02%	20,09%	11,52%	12,16%	10,92%	3,85%	20,54%	15,90%
	PORCENTAJE EJECUTADO ACUMULADO	5,02%	25,11%	36,63%	48,79%	59,71%	63,56%	84,10%	100,00%

Fuente: elaboración propia.

2.1.10. Evaluación de impacto ambiental inicial (EAI)

Esta evaluación sirve para identificar e interpretar los impactos de tipo ambiental que se producirán en la zona donde se construirá la carretera. La evaluación de impacto ambiental inicial es un trabajo preliminar que sirve para realizar un estudio de impacto ambiental, en donde se podrá determinar todos los factores que puedan afectar de manera directa o indirecta al medio ambiente. A continuación se expone la evaluación de impacto ambiental inicial para el proyecto de diseño de carretera y pavimento que conecta la carretera CA-14 con la cabecera municipal de Morazán, El Progreso.

- Características del proyecto:
 - Área de terreno: 200 metros cuadrados.
 - Área de construcción: 150 metros cuadrados.
 - Tipo de edificación: De dos niveles con estructura de marcos dúctiles con muros divisorios de mampostería y tabla yeso.

Impacto ambiental producido por la construcción de la edificación: los efectos al medio ambiente provocados por el proyecto así como las medidas de mitigación de dichos efectos están descritos en la tabla XXXIV.

Tabla XXXIV. **Cuadro de evaluación de impacto ambiental inicial**

Evaluación de impacto ambiental				
No.	Aspecto	Impacto en ambiente	Causas posibles	Medida de mitigación
1	Aire	Presencia de partículas de polvo de diferente clase en los alrededores a la zona de construcción.	Movimiento de tierra durante la nivelación, realización de mezclas con material cementante y circulación de vehículos que transporten material suelto.	Utilización de mascarillas por parte del personal durante todo el proceso de construcción así como rociar con agua el terreno suelto.
		Ruido	Uso de maquinaria para diversas actividades así como el uso de herramientas durante el proceso de construcción.	De ser necesario los trabajadores deberán utilizar equipo protector para sus oídos. Toda máquina deberá ser utilizada en horas hábiles.
		Vibraciones	Utilización de maquinaria pesada	Entibaciones con materiales reciclados.
2	Agua	Una gran demanda de agua durante el proceso de construcción.	Realización de mezclas, limpieza de área de construcción y equipo.	Reciclaje de agua de lluvia, racionalización del agua estableciendo prioridades y mediante un buen proceso de ejecución.
		3	Suelo	Generación de desechos sólidos de todo tipo (basura)
4	Visual	Modificación del paisaje	Dimensión del proyecto	Buena armonización entre el diseño arquitectónico del proyecto y su entorno.

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño de la carretera y pavimento a Morazán, El Progreso

Siempre que se pretende determinar la factibilidad de un proyecto, especialmente en carreteras, es necesario realizar un estudio de campo el cual empieza con una visita técnica al lugar donde estará ubicado el proyecto, a manera de determinar los diferentes parámetros necesarios para un estudio de prefactibilidad, para poder realizar el diseño del mismo.

2.2.1. Descripción del lugar

Siempre que se pretende determinar la factibilidad de un proyecto, especialmente en carreteras, es necesario realizar un estudio de campo el cual empieza con una visita técnica al lugar donde estará ubicado el proyecto, a manera de determinar los diferentes parámetros necesarios para un estudio de pre-factibilidad. La descripción del lugar abarca los aspectos descritos a continuación.

2.2.1.1. Localización e identificación

Se dispone realizar el diseño de una carretera tipo F modificada que conecte la CA-14 con la cabecera municipal de Morazán, El Progreso así como algunas aldeas aledañas. La carretera posee una longitud de 3,26 km.

2.2.1.2. Vías de comunicación

El camino es transitado por comerciantes y personas particulares, pero las condiciones del terreno son muy adversas que dificulta el tránsito pesado. Esta carretera tiene el potencial de ser una vía de acceso para mejorar la entrada de productos al municipio, así como el transporte de personas que beneficiaría en

gran manera al lugar. La carretera es de terracería, con una carpeta de rodadura de balasto, carece de drenajes longitudinales, que provoca daños en el terreno en época de invierno, dificultando la locomoción en el lugar. En la topografía inicial se encontraron algunas curvas muy cerradas las que habrá que modificar, así como pendientes arriba del máximo para una carretera tipo F.

2.2.1.3. Condiciones ambientales

La carretera se establece a lo largo de un sector donde no hay plantaciones ni ríos, más que un pequeño riachuelo que no representa mayor peligro para la misma, así como taludes de altura regular. El clima es caluroso gran parte del año. Se proyecta que la ejecución de la obra no afecte a la fauna y la flora nativa del lugar. En la evaluación de impacto ambiental inicial se describe con más detalle las condiciones que proyecta la obra.

2.2.2. Preliminares

Para la ejecución del proyecto se necesita contar con la información del área donde se realizará. Por lo tanto, a continuación se describen las características y actividades previas que deben realizarse.

2.2.2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico proporciona datos suficientes para determinar las características de la superficie en la cual se construirá la carretera. Los parámetros determinados en un levantamiento topográfico son distancias, elevaciones y direcciones, las cuales sirven para el diseño geométrico de la carretera.

Para el levantamiento topográfico efectuado fue necesario hacer uso de una estación total, trípode, prisma, trompos, estacas, clavos, machetes y cal para marcar las secciones.

2.2.2.1.1. Planimetría

Consiste en determinar las características horizontales de la superficie. Se miden las distancias horizontales así como los ángulos que definen la ruta preliminar de la carretera.

Con la utilización de la planimetría se establecen los puntos por donde la carretera debe ser trazada así como los accidentes geográficos, si los hay, que se pueden encontrar a lo largo de la misma, las cuales pueden afectar en el diseño geométrico.

2.2.2.1.2. Altimetría

La altimetría consiste en determinar las elevaciones o alturas de cada punto respecto a un plano de referencia. Con la altimetría se obtiene la representación en relieve del terreno y así elaborar un perfil del terreno natural.

2.2.3. Diseño geométrico

El diseño geométrico sirve para determinar la línea central de la carretera y que esta cumpla con determinados parámetros. Al momento de trazar la línea central se deben tomar en cuenta muchos factores, entre ellos están: la topografía del terreno, la geología y tipo de suelos por donde pasará la carretera, accidentes geográficos cercanos al terreno, la hidrología de la región así como la infraestructura cercana a la carretera, si es que la haya. Con el

diseño geométrico se definen tanto el eje en planta como en perfil, por lo que se hace necesario realizar alineamientos horizontales y verticales.

Según la Dirección General de Caminos un carretera tipo F debe tener curvas horizontales con un radio mínimo de 18 m, una pendiente máxima de 14 %, un ancho de calzada mínimo de 5,50 m y sus curvas verticales deberán cumplir con los criterios de seguridad, apariencia, comodidad y drenaje los cuales están expuestos más adelante.

2.2.3.1. Alineamiento horizontal

En el diseño del alineamiento horizontal se contemplan lo que son las tangentes y rectas, así como las curvas que las unen, los parámetros de diseño según los requerimientos de la Dirección General de Caminos, para una típica F la distancia de visibilidad de paso debe ser mínimo de 50 metros pero recomienda que sea de 100 m.

Para este proyecto la geometría permitió cumplir con los requerimientos establecidos.

2.2.3.1.1. Diseño de localización

El diseño de la línea de localización, consiste en un proceso de tanteos y comparaciones, tomando en cuenta aspectos y consideraciones que se van adquiriendo con la práctica en el diseño de carretera.

Consideraciones importantes a tomar en cuenta para el diseño de la línea de localización:

- El uso de tangentes largas pero no en exceso, ofrece seguridad. Sin embargo hay que cortarlas para alejarse de terrenos pantanosos, lugares donde el derecho de vía es muy costoso, evitar pasar ríos.
- Es preferible una línea que siga las ondulaciones del terreno, para evitar volúmenes excesivos de cortes y rellenos.
- Debe evitarse el uso de curvas con un radio menor al mínimo establecido.
- Debe evitarse un alineamiento con quiebres bruscos.
- Debe evitarse en lo posible la localización de puentes cerca de curvas, por la brusca sensación que siente el conductor al ingresar al mismo. Si no se puede evitar, se debe ubicar la estructura de tal manera que la transición del peralte al bombeo normal no se extienda hasta el puente. Si se coloca un puente en una curva, debe ser dentro de la curva y de preferencia fuera de las espirales de transición.
- Evitar curvas sucesivas cuando existan tangentes cortas.

El diseño se efectúa utilizando tangentes, curvas de diseño y las especificaciones.

Se procedió a efectuar el primer tanteo, tratando en lo posible de seguir la línea fijada por la curva de la subrasante. Si se logra adaptar la línea de localización a esta curva, su perfil seguirá la pendiente de la sub-rasante, es decir que se obtendría una condición ideal de corte y relleno en toda la línea, sin embargo esto es muy difícil de conseguir.

Las curvas de diseño deben de adaptarse, lo mejor posible, a las características del terreno y a la curva de la subrasante, luego; con líneas, se unen a través de tangentes las curvas, moviendo constantemente dichas tangentes y curvas hasta que el proyecto obtenga una forma lógica.

2.2.3.1.2. Tangente y curvas horizontales

Tangentes: las tangentes son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Al punto de intersección de la prolongación de dos tangentes consecutivas se les denomina PI, y al ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente es representada como Δ . Como las tangentes van unidas entre sí por curvas, la longitud de una tangente es la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente. A cualquier punto preciso del alineamiento horizontal localizado en el terreno sobre una tangente, se le denomina punto sobre tangente y está representado como PST.

La longitud mínima de una tangente está condicionada por los parámetros de seguridad de la carretera. Se ha establecido que la longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a dichas curvas.

Las tangentes deben cumplir con los requerimientos para una distancia de paso adecuada que está entre los 50-100 metros según lo indicado por la Dirección General de Caminos. Para este proyecto se cumple con dichos requerimientos.

Curvas horizontales: las curvas horizontales son los arcos de círculo que se forman en la proyección horizontal y que son empleadas para unir dos tangentes consecutivas; las curvas horizontales pueden ser circulares simples o compuestas, dependiendo de si se trate de un solo arco de círculo o de dos o más consecutivos con diferencia de radio.

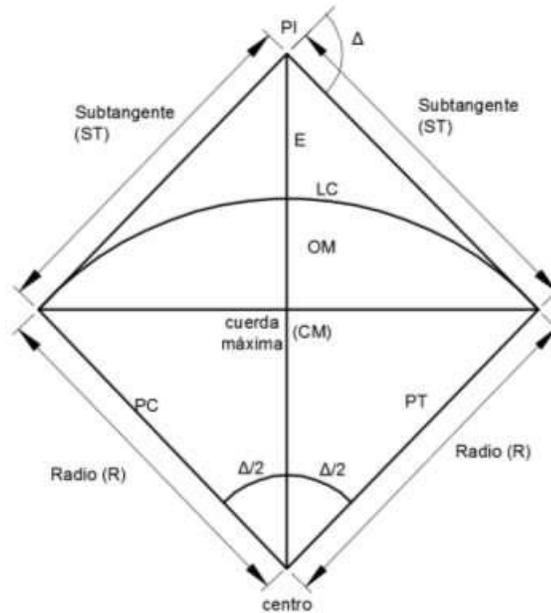
En el proceso de diseño se utilizaron curvas horizontales simples, las cuales poseen parámetros establecidos los cuales son calculados mediante ecuaciones expuestas en la siguiente sección.

2.2.3.1.3. Diseño de curvas horizontales

Para el cálculo de los elementos de curvas horizontales es necesario conocer las deflexiones entre tangentes (Δ) y el grado de curvatura (G).

El grado de curvatura de una curva depende la velocidad de diseño de la carretera. Mientras mayor sea la velocidad de diseño de la carretera menor será el grado de curvatura de la curva. A continuación se presentan los otros elementos que forman parte de una curva horizontal simple.

Figura 42. **Elementos de curva horizontal simple**



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

En la figura anterior se pueden apreciar los siguientes elementos:

- Subtangente (St)
- Delta (Δ)
- External (E)
- Longitud de curva (LC)
- Cuerda máxima (Cm)
- Principio de curva (PC)
- Principio de tangente (PT)
- Ordenada media (OM)
- Radio (R)
- Centro de curva
- Punto de intersección (PI)

- Grado de curvatura: es el ángulo central que forma un arco de circunferencia de 20 metros de longitud.

$$G = \frac{1\ 145,9156}{R}$$

- Subtangente: es la distancia entre el principio de curva (PC) y el punto de intersección (PI) o la distancia entre el punto de intersección (PI) y el principio de tangente (PT).

$$St = R * \tan(\Delta/2)$$

- External: es la distancia entre el punto de intersección (PI) y el arco de la curva, interseca la curva exactamente en el centro.

$$E = R * [\sec(\Delta/2) - 1]$$

- Longitud de curva: es la distancia total del arco o de la curva, inicia en el PC y termina en el PT.

$$Lc = \frac{(20 * \Delta)}{G}$$

- Cuerda máxima: es la distancia en línea recta desde el PC hasta el PT.

$$CM = 2 * R * \sen(\Delta/2)$$

Ordenada media: es la distancia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$OM = R * [1 - \cos(\Delta/2)]$$

Más adelante se presenta un ejemplo de cálculo de los parámetros descritos anteriormente.

2.2.3.1.4. 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:

$$Lt = \frac{V^3}{28R}$$

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.

2.2.3.1.5. 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.

$$e = \left[\frac{V^2}{(127 * R)} \right] - Cr$$

Donde:

e = peralte

V = velocidad

R = radio

Cr = coeficiente de rozamiento

Para este proyecto se utilizará los peraltes no muy pronunciados ya que el tipo de carretera no permite una velocidad de diseño considerable.

2.2.3.1.6. 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.

$$Sa = \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

Donde:

Sa = sobreancho

n = número de carriles

R = radio de la curva

Los valores de sobre ancho a utilizar están expuestos en la sección de apéndices.

Ejemplo de cálculo: a continuación se expone el procedimiento para calcular los elementos geométricos de la curva 1.

Datos preliminares

Radio (R) = 124,16 m > 18 m (si cumple)

Delta (Δ) = 18,4715 °

Grado de curvatura:

$$G = \frac{1\ 145,9156}{124,16} = 9,23^\circ$$

Longitud de curva:

$$Lc = \frac{(20 * 18,4715)}{9,23} = 40,03\ m$$

Subtangente:

$$St = 124,16 * \tan\left(\frac{18,4715}{2}\right) = 20,19\ m$$

External:

$$E = 124,16 * \left[\sec\left(\frac{18,4715}{2}\right) - 1 \right] = 1,63 \text{ m}$$

Ordenada media:

$$OM = 124,16 * \left[1 - \cos\left(\frac{18,4715}{2}\right) \right] = 1,61 \text{ m}$$

Cuerda máxima:

$$CM = 2 * 124,16 * \text{sen}\left(\frac{18,4715}{2}\right) = 39,85$$

Sobreechanco: para este cálculo se utilizará la velocidad de diseño para una carretera tipo F montañosa, la cual es de 20 km/h y una longitud de 8 m entre ejes del vehículo.

$$Sa = \left(124,16 - \sqrt{124,16^2 - 8^2} \right) + \frac{20}{10\sqrt{124,16}} = 0,70 \text{ m}$$

Peralte: se utilizará una velocidad de diseño de 20 km/h y un coeficiente de rozamiento de 0,30.

$$e = \left[\frac{20^2}{(127 * 124,16)} \right] - 0,3 = \frac{390,76}{100} = 3,90 \%$$

Longitud de curva de transición:

$$Lt = \frac{20^3}{28 * 124,16} = 2,30 \text{ m}$$

El cálculo de las curvas horizontales está expuesto en la sección de apéndices.

2.2.3.2. Alineamiento vertical

El alineamiento vertical en una carretera, se define como la proyección del eje real de la vía sobre una superficie vertical paralela al mismo.

Al igual que en el diseño horizontal, el eje del alineamiento vertical está conformado por una serie de tramos rectos denominados tangentes verticales, unidos entre sí por curvas verticales. El alineamiento deberá estar en directa correlación con la topografía del terreno natural.

Al iniciar el proceso de diseño de las curvas verticales deben tomarse en consideración los factores de seguridad, comodidad, apariencia y drenaje. Las curvas verticales pueden diseñarse circular o parabólicamente.

Por facilidad de cálculo y mejor adaptación a las condiciones topográficas, la Dirección General de Caminos recomienda diseñar las curvas verticales con el método de la parábola simple.

Para diseñar el alineamiento vertical se requiere conocer ciertos aspectos, tales como la subrasante y las pendientes que posee el terreno por donde pasará la carretera.

2.2.3.2.1. Subrasante y pendiente

Subrasante: la subrasante es la línea trazada en el perfil que define las zonas de corte y de relleno. Sobre la subrasante se coloca la subbase, la base y la carpeta de rodadura.

Un factor que influye grandemente en el trazo de la subrasante es el costo del movimiento de tierras. Se recomienda trazar la línea de la subrasante lo más cercano a la línea del terreno natural.

Además de lo anteriormente mencionado, en el trazo de la subrasante es la pendiente que se colocará en cada tangente.

La subrasante que posee el proyecto es de muy buena calidad según lo determinado por los ensayos de suelos realizado a la misma. Los resultados del estudio de suelos están expuestos en el anexo 2 del presente trabajo.

Pendiente: la pendiente se define técnicamente, como la relación entre el cambio de altura y la distancia horizontal sobre la que se proyecta una recta. Las pendientes del alineamiento vertical dependen tanto de la velocidad de diseño como del tipo de carretera y topografía del terreno. Para el diseño de la carretera hacia Morazán, El Progreso se utilizó como pendiente máxima 14 por ciento, esto según lo establecido para una típica F por la Dirección General de Caminos

Las pendientes se clasifican en positivas y negativas. Las pendientes positivas son las que generan un cambio de altura positivo, es decir, la altura va aumentando con respecto a puntos de referencia anteriores. Por el contrario,

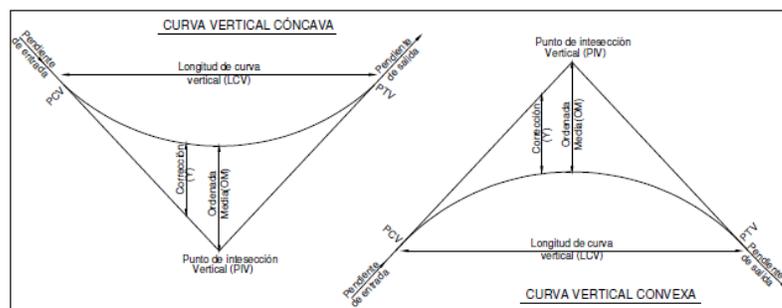
las pendientes negativas disminuyen la elevación con respecto a puntos anteriores.

La pendiente máxima del diseño es de 14 %, por lo que se cumple con los requerimientos mínimos establecidos para una carretera tipo F.

2.2.3.2.2. Curvas verticales y correcciones

Como se mencionó con anterioridad las curvas verticales sirven para enlazar los elementos que forman el perfil longitudinal de la subrasante. Las curvas verticales pueden ser: cóncavas o convexas, de longitud variable.

Figura 43. Tipo de curvas verticales



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

El objetivo de las curvas verticales consiste en suavizar los caminos en el movimiento vertical, puesto que a través de su longitud se efectúa un paso gradual de la pendiente de la tangente entrante a la tangente de salida, dando como resultado una transición segura y confortable.

Para cumplir estos aspectos, es necesario seguir siguientes criterios:

Criterio de seguridad: las longitudes mínimas de las curvas verticales convexas y cóncavas, además de ser suficientes para producir la variación gradual de la pendiente desde su tangente de entrada hasta su tangente de salida, sin que se generen cambios bruscos de curvatura, deberán satisfacer los requisitos de visibilidad de parada.

$$LCV = |K * A|$$

Donde:

LCV = longitud mínima de curva vertical.

K = constante que depende de las distancias de visibilidad y de las características geométricas de la curva.

A = diferencia de pendientes.

El valor de k se obtiene determinando la velocidad de diseño de la carretera y por la forma de la curva vertical. En la tabla siguiente se muestran los valores de K para diferentes velocidades de diseño.

Tabla XXXV. **Valores K según velocidad de diseño**

Velocidad de diseño (km/h)	Valor de K	
	Cóncavas	Convexas
20	2	1
30	9	2
40	9	4
50	13	7
60	18	11
70	23	17
80	30	26
90	38	39
100	45	52
110	55	74
120	63	95
130	73	124

Fuente: MORALES SOSA, Hugo Andrés. *Ingeniería Vial I*. p. 132.

Para el alineamiento vertical de este proyecto se utilizaron los valores k para una velocidad de diseño de 20 kilómetros por hora.

Criterio de comodidad: el efecto de incomodidad producido por los cambios de pendiente, es mayor en curvas verticales cóncavas que convexas, ya que las fuerzas componentes de la gravedad y el peso actúan en el mismo sentido, generando una mayor fuerza centrífuga vertical.

$$K = \frac{LCV}{A} > \frac{V^2}{395}$$

Criterio de apariencia: las curvas verticales, deben presentar al conductor una buena apariencia o estética, esto se hace para que el conductor no sienta cambios bruscos de pendientes. Para carreteras de primer orden, es necesario disponer de longitudes amplias en las curvas para así garantizar una buena apariencia.

$$K = \frac{LCV}{A} \geq 30$$

Criterio de drenaje: para tener un buen drenaje en las curvas verticales es necesario que la longitud de curva cumpla con la siguiente expresión.

$$K = \frac{LCV}{A} \leq 43$$

Correcciones: cuando se diseña una curva vertical se deben de calcular las cotas de la sub-rasante en la curva. Debido al cambio de pendientes es necesario calcular las correcciones en las cotas o elevaciones. Mientras menor sea la distancia entre el cálculo de correcciones mayor será la exactitud del cálculo de alturas de la curva. Para calcular las correcciones se utiliza la siguiente ecuación:

$$y = A * L^2 / (200 * LCV)$$

Donde:

y = corrección.

A = diferencia de pendientes (pendiente de salida menos pendiente de entrada).

L = distancia horizontal del PCV al punto donde se calcula la corrección; O también puede ser la distancia del PTV al punto donde se calcula la corrección.

LCV = longitud de curva vertical.

Ejemplo de cálculo para la curva vertical 1

Datos

Velocidad de diseño: 20 km/h

Pendiente de entrada: 5,69 %

Pendiente de salida: 5,62 %

$$\text{Dif. pendientes (LCV)} = A = 5,62 - 5,69 = -0,07 \%$$

Tipo de curva: convexa

Criterio de seguridad:

$$LCV = |K * A| = |1 * -0,07| = 0,07 \text{ m}$$

Criterio de comodidad:

$$K = \frac{LCV}{A} > \frac{V^2}{395} = \frac{0,07}{0,07} > \frac{20^2}{395} = 1 > 1,01$$

Al utilizar la LCV de 0,07 % apenas se cumple con el criterio de comodidad por lo que la LCV se aumentara a 1 m.

Criterio de apariencia:

El criterio de apariencia solo se calcula para curvas cóncavas, por lo que se omitirá para la curva convexa que se está analizando.

Criterio de drenaje:

$$K = \frac{1}{0,07} \leq 43 = 14,29 \leq 43$$

El LCV propuesto cumple con el criterio de drenaje.

Al interpretar los resultados se observa que la LCV mínima permitida en este caso es 1 m. El diseño de la carretera se regirá bajo LCV mínimas, debido a que la carretera no es de primera categoría y el diseño de LCV ideales genera un costo mucho mayor en el proyecto. El cálculo del resto de curvas verticales se presenta en la sección de apéndices.

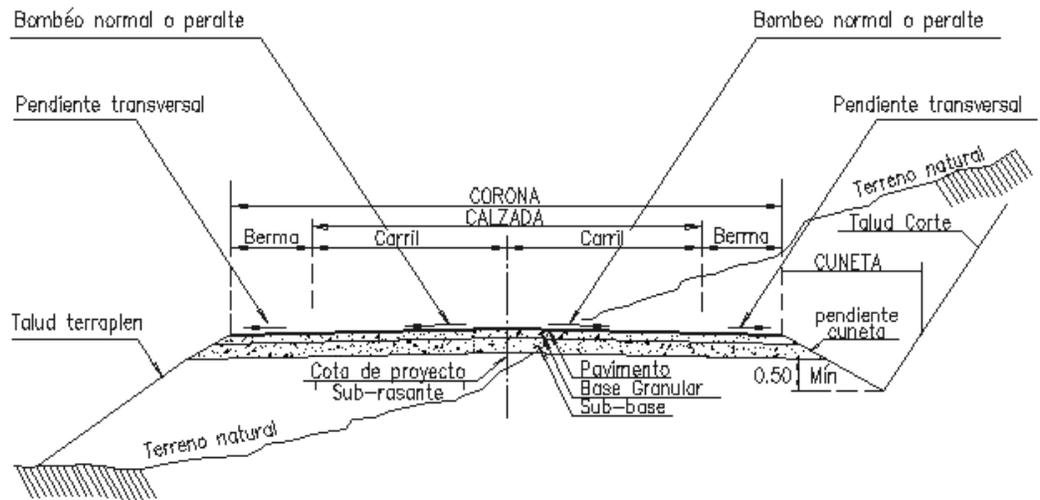
2.2.4. Movimiento de tierras

Calculado el diseño geométrico horizontal y vertical, se obtiene la línea por donde pasará la rasante de la carretera, tanto en planta como en perfil. Con esta información se define la ubicación y dimensiones de los elementos que conforman la carretera, y su relación con el terreno natural. Se deben fijar la rasante y la sección típica de la carretera, para calcular las áreas y volúmenes de tierra a mover.

2.2.4.1. Cálculo de áreas de secciones transversales

Antes de iniciar con el cálculo de áreas de las secciones transversales de la carretera es importante conocer los elementos que integran a la sección. Geométricamente hablando, la sección transversal está compuesta por el derecho de vía, el ancho de calzada, los hombros, las cunetas y taludes laterales. En la figura 42 se detallan estos elementos.

Figura 44. Elementos de sección típica



Fuente: CÁRDENAS GRISALES, James. *Diseño geométrico de carreteras*. p. 350.

Para el diseño de la carretera se utilizaron los siguientes elementos:

Ancho de calzada: es la sección por donde transitarán los vehículos. Dependiendo de si la sección transversal corresponde a un tramo en recta o a un tramo en curva se definirá el bombeo y el peralte de la carretera. Para este diseño se utilizará un ancho de calzada de 5,50m.

Cunetas: son canales abiertos cuya función es drenar el agua que proviene de la lluvia. Las dimensiones de las cunetas dependen de la hidrología de la zona donde se construirá la carretera. Deben de estar revestidas de concreto para evitar erosión.

Para este proyecto se utilizarán cunetas tipo L ya que permiten un buen flujo de agua y evita que los vehículos queden atorados al momento de algún accidente.

Taludes: son las líneas inclinadas que se ubican a los extremos de la sección transversal. Estas definen las áreas de corte y relleno de una sección particular de la carretera. El cálculo de la pendiente de los taludes está en función de las propiedades del terreno natural.

Se puede generalizar la pendiente de un talud en función de la altura del corte o relleno como se muestra en la tabla XXXVI.

Tabla XXXVI. **Relaciones de corte y relleno de taludes**

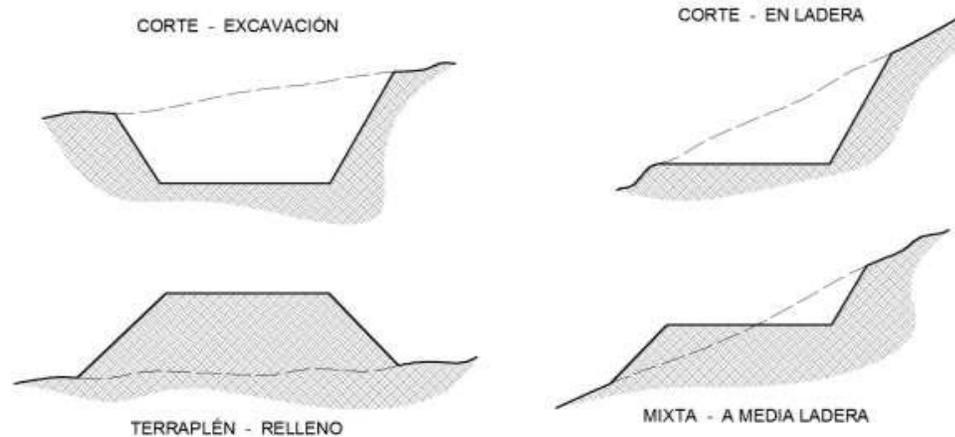
Corte		Relleno	
Altura	H-V	Altura	H-V
0-3	1-1	0-3	2-1
3-7	1-2	> 3	3-2
> 7	1-3		

Fuente: CÁRDENAS GRISALES, James. *Diseño geométrico de carreteras*. p. 340.

Después de establecer los elementos básicos de una sección transversal, se procede a calcular el área de la misma. Para la carretera se utilizó el software AutoCAD Civil 3D 2013, para calcular las áreas de las secciones transversales.

Con el software se determinan las áreas de las siguientes secciones transversales típicas.

Figura 45. **Secciones de corte y relleno típicas**



Fuente: CÁRDENAS GRISALES, James. *Diseño geométrico de carreteras*. p. 355.

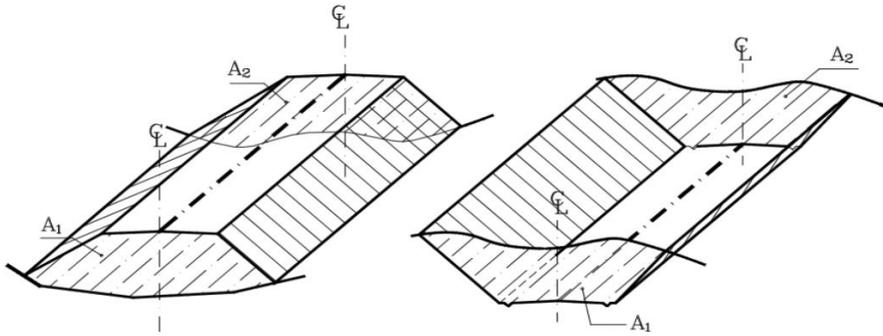
También se pueden utilizar métodos análogos, que aunque conllevan más cálculo, son igual de efectivos que el software. El método análogo consiste en la utilización de coordenadas X y Y para la delimitación del área de corte o relleno, mediante estas coordenadas se puede establecer las ecuaciones que poseen los taludes de cada lado del área y así, por medio de un cálculo de multiplicación cruzada, se puede obtener el área de corte o relleno para después proceder a determinar el volumen de tierra de la sección.

2.2.4.2. **Cálculo de volúmenes**

Para el cálculo de volúmenes es importante conocer las áreas de las secciones, ya sean de corte, relleno o combinadas. El volumen que se obtiene es el que se encuentra dentro de las dos secciones transversales.

Para calcular el volumen, ya sea en corte o relleno, se supone que entre cada par de secciones consecutivas, existe un sólido geométrico compuesto de elementos conocidos.

Figura 46. **Representación gráfica de volumen de relleno y corte (a)**



Fuente: CASANOVA, Leonardo. *Elementos de geometría*. p. 1-25.

El sólido que más se aproxima a esta configuración es un prismoide, por lo que la ecuación para encontrar el volumen es la siguiente:

$$Vol. = \frac{A_1 + A_2}{2} * L$$

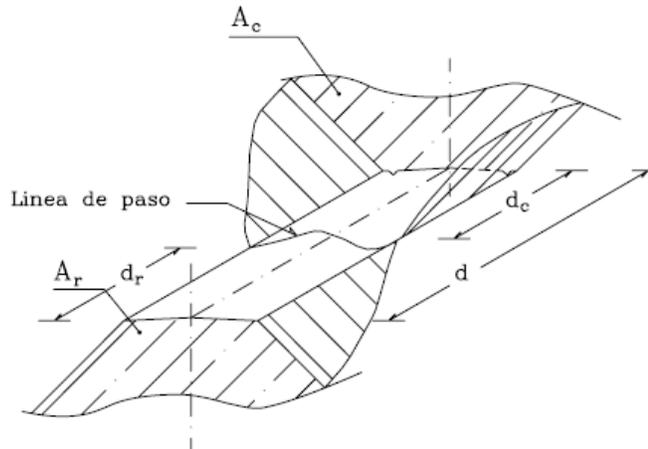
Donde:

A1 = área de sección transversal 1

A2 = área de sección transversal 2

L = longitud entre secciones transversales

Figura 47. **Representación gráfica de volumen de relleno a corte (b)**



Fuente: CASANOVA, Leonardo. *Elementos de geometría*. p. 1-30.

Para calcular el volumen de relleno y el volumen de corte se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

$$\text{Volumen de relleno: } Vol. R = \frac{A_r}{2} * d_r$$

$$\text{Volumen de corte: } Vol. C = \frac{A_c}{2} * d_c$$

$$\text{Distancia de relleno: } d_r = \frac{A_r}{A_c + A_r} * d$$

$$\text{Distancia de corte: } d_c = \frac{A_c}{A_c + A_r} * d$$

Donde:

Vol. R= volumen de relleno en metros cúbicos

Ar = área de relleno en metros cuadrados

dr = distancia de relleno en metros

Vol. C= volumen de corte en metros cúbicos

Ac = área de corte en metros cuadrados

dc = distancia de corte en metros

Para el efecto se agilizó el proceso de cálculo mediante la utilización de AutoCAD Civil 3D. La tabla resumen de volúmenes está expuesta en el plano de secciones transversales del proyecto.

2.2.4.3. Balance y diagrama de masas

El balance de masas es la diferencia de volúmenes de corte y de relleno acumulados en un tramo de carretera. Su función es la de determinar la cantidad de material que se deberá cortar y la cantidad de material que servirá como relleno en donde sea necesario. El diagrama de masas es la representación gráfica del balance de masas. El diagrama de masas de este proyecto se encuentra en el apéndice.

Para el diseño de la carretera a Morazán, se tomó en cuenta que la mayoría del movimiento de tierras es de corte, por lo que el acarreo de materiales será colocado en bancos de materiales que se encuentran a menos de mil metros de distancia entre ellos, utilizando camiones y maquinaria municipal.

2.2.5. Ensayos para la clasificación de los suelos

En una carretera es necesario determinar las propiedades mecánicas del suelo sobre el cual será construida, para esto se realizan ensayos de laboratorio los cuales brindan datos que servirán para establecer si el suelo cumple con los requerimientos establecidos.

Para el proyecto de la carretera a Morazán, El Progreso se realizaron ensayos a la capa de subrasante.

2.2.5.1. Análisis granulométrico

Consiste en determinar la cantidad en porcentaje de los diversos tamaños de las partículas que constituyen los suelos. Para clasificar los tamaños de las partículas se utiliza el método de tamices. Según los porcentajes de finos y grava que tiene un suelo, se clasifica y nombra. Para clasificar un suelo se utiliza el Sistema Unificado de clasificación de Suelos (CSU) y el sistema de Clasificación de la AASHTO, conocido como sistema PRA.

El ensayo de granulometría se rige bajo las normas siguientes:

- AASHTO T087-86: Standard Method of Test for Dry Preparation of Disturbed Soil and Soil-Aggregate Samples for Test.
- ASTM D421-98: Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants.
- AASHTO T088-00: Standard Method of Test for Particle Size Analysis of Soils ASTM D422-02: Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.

Los resultados de la granulometría de la subrasante son los siguientes:

Porcentaje de grava = 45,40 %

Porcentaje de arena = 33,45 %

Porcentaje de finos = 21,15 %

La clasificación del suelo = A-1-b

2.2.5.2. Límites de consistencia

También conocido como límites de Atterberg, esta prueba ayuda a determinar el comportamiento del suelo cuando está en contacto con el agua o humedad. Cada límite se define por la variación de humedad que produce una consistencia determinada en el suelo.

2.2.5.2.1. Límite líquido

El límite líquido está definido, como el contenido de humedad en la cual una muestra de suelo se encuentra entre el estado plástico para pasar al estado líquido.

2.2.5.2.2. Límite plástico

Se define como el contenido de humedad en el cual una muestra de suelo se encuentra entre el estado semisólido y el estado plástico.

Teniendo los dos límites se hace posible poder determinar el índice de plasticidad de la muestra de suelo. El índice plasticidad se define como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico; este parámetro relaciona la manejabilidad de un suelo relacionado a la cantidad y tipo de arcilla que contenga.

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP = índice de plasticidad

LL = límite líquido

LP = límite plástico

Los parámetros según las *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes* de la Dirección General de Caminos son:

Tabla XXXVII. **Parámetros de índice de plasticidad**

Rango	Descripción
IP=0	No plástico
$0 < I.P. < 7$	Baja plasticidad
$7 < I.P. < 17$	Mediana plasticidad
$I.P. > 17$	Altamente plástico

Fuente: elaboración propia.

El ensayo de laboratorio determino que el suelo no posee índice de plasticidad.

2.2.5.3. Determinación del contenido de humedad

El ensayo a realizar es mayormente conocido como Proctor, existen dos tipos de Proctor, el estándar y el modificado, para el ensayo del material a utilizar; para este proyecto se utilizó el modificado.

2.2.5.3.1. Densidad máxima y humedad óptima

El ensayo Proctor es una que determina la humedad óptima de la muestra, la densidad máxima seca y las características de compactación. Para alcanzar la densidad máxima, es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada, la que se conoce como humedad óptima. Cuando el suelo alcanza

su densidad máxima se reducen los vacíos y la capacidad de absorber humedad. También se aumenta la capacidad del suelo para soportar cargas mayores.

El ensayo de laboratorio estableció que la subrasante presenta una humedad óptima de 14,20 %.

2.2.5.4. Ensayos para la determinación de la resistencia del suelo

El CBR ayuda a determinar la capacidad soporte de un suelo, cuando el suelo posee una humedad óptima y niveles de compactación variables. Lo que mide el ensayo es la resistencia al corte bajo condiciones de humedad y densidad controladas, con lo que se obtiene el porcentaje de la relación soporte.

Tabla XXXVIII. **Clasificación de suelos según valor de CBR**

No. CBR	Clasificación general	Usos
0-3	Muy pobre	Subrasante
3-7	Pobre a regular	Subrasante
7-20	Regular	Subbase
20-50	Bueno	Base, Subbase
>50	Excelente	Base, Subbase

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. p. 191.

La subrasante presenta un CBR de 29,95 por lo que se puede clasificar como un buen suelo para base o subbase.

Subrasante: el suelo es una grava con arena limosa color café. El CBR obtenido es de 29,95 por lo que el material puede clasificarse como bueno para ser utilizado como subbase o base. El suelo cumple con las especificaciones de la sección 304 de las *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*, de la Dirección General de Caminos (DGC).

En los anexos se encuentran los resultados obtenidos en el estudio de suelos para la subrasante.

2.2.6. Diseño de pavimento

En la construcción de pavimentos debe tomarse en cuenta el material utilizado y el tipo de pavimento que se desea.

2.2.6.1. Tipos de pavimento

En una clasificación general se puede establecer dos tipos los cuales son:

Pavimentos flexibles: se denomina pavimentos flexibles a aquellos hechos a partir de materiales derivados del petróleo cuya estructura total se flexiona dependiendo de las cargas que transitan sobre él. El uso de pavimentos flexibles se realiza fundamentalmente en zonas de abundante tránsito.

La construcción de pavimentos flexibles se realiza a base de diversas capas de material. Cada una de las capas recibe las cargas del tránsito. Cuando una capa ya no puede soportar la carga a la que se le somete esta traslada la carga restante a la capa inferior. De ese modo lo que se pretende es que poder soportar la carga total en el conjunto de capas.

Las capas de un pavimento flexible que conforman un suelo se colocan en orden descendente en capacidad de carga. La capa superior es la que mayor capacidad de soportar cargas tiene de todas las que se disponen. Por lo tanto la capa que menos carga puede soportar es la que se encuentra en la parte inferior. Se ha estimado que la durabilidad de un pavimento flexible no debe ser inferior a 8 años y normalmente suele tener una vida útil de 20 años.

Pavimentos rígidos: son aquellos conformados por una losa de concreto hidráulicos sobre una base, o directamente sobre la subrasante. Transmite directamente los esfuerzos al suelo en una forma minimizada, es auto-resistente, y la cantidad de concreto debe ser controlada.

En el pavimento rígido, el concreto absorbe una gran parte de los esfuerzos que las ruedas de los vehículos ejercen sobre el pavimento, mientras que en el pavimento flexible este esfuerzo es transmitido hacia las capas inferiores (base, subbase y subrasante). La vida útil con la que se debe diseñar un pavimento rígido es de 20 años.

2.2.6.2. Capas que componen el pavimento

A continuación se describen las características de las diversas capas que componen el pavimento.

2.2.6.2.1. Subrasante

El área sobre la que se construye la estructura de un pavimento ya sea flexible o rígido. En palabras más simples, la subrasante es el terreno natural que existe en el lugar donde se pretende pavimentar.

2.2.6.2.2. Subbase

Es una capa, generalmente constituida por agregados de tipo granular convenientemente graduados y compactados, construida sobre la subrasante, y sobre la cual puede construirse la base cuando sea necesaria.

2.2.6.2.3. Base

Es una capa intermedia entre la subbase y la carpeta del pavimento, generalmente constituida por agregados pétreos convenientemente graduados y compactados, pudiendo contener además un agente estabilizador cuando el material no cumple por si solo los requerimientos mínimos. Aunque hay diversos estabilizadores, el de uso más generalizado es el cemento hidráulico.

2.2.6.3. Selección del tipo de pavimento

A petición de la Municipalidad de Morazán el pavimento a utilizar será un pavimento rígido.

2.2.6.4. Diseño del pavimento seleccionado

Para diseñar un pavimento rígido es necesario conocer las características de dicho pavimento así como los parámetros que se deben determinar para cada parte que compone la estructura del mismo.

2.2.6.4.1. Características

El pavimento rígido de concreto hidráulico es conocido por la forma eficaz de transmitir los esfuerzos causados por el tráfico que transita sobre el debido a

que dichos esfuerzos se aplican sobre losas independientes las cuales minimizan el impacto que recibirá la subrasante.

A diferencia de un pavimento flexible, un pavimento rígido solo requiere de una base ubicada entre la carpeta de concreto y la subrasante o bien, si la subrasante cumple con los requerimientos para una base que establece la Dirección General de Caminos, la carpeta de concreto puede colocarse justo sobre la subrasante.

El costo de mantenimiento es menor debido a que si la ejecución se lleva a cabo de manera adecuada el pavimento puede llegar a cumplir su vida útil sin sufrir daños de regular magnitud.

2.2.6.4.2. Estructura

En secciones anteriores se expusieron las capas que conforman la estructura de un pavimento, ya sea flexible o rígido, así como las características que posee cada capa. Sin embargo las capas descritas son las capas inferiores a la última capa, que es la más superficial, la cual es la carpeta de rodadura.

En este caso la carpeta de rodadura está conformada por una mezcla de concreto compuesta de cemento Portland y agregados gruesos y finos los cuales le brindan la resistencia adecuada a dicha carpeta.

La carpeta de rodadura también debe poseer elementos de tipo no estructural que se encargan de proteger tanto esta capa como las capas inferiores que componen el pavimento, estos elementos pueden ser las juntas de dilatación rellenas de material elastomérico el cual ayuda a la impermeabilización de las mismas, bordillos, drenaje transversal o longitudinal

para evitar el daño por el agua en el pavimento. Cada parte de la estructura del pavimento es importante al momento de querer determinar el espesor que se le dará a la carpeta de rodadura, por lo que es necesario establecer ciertos factores que serán utilizados durante el proceso de diseño.

- Factores de diseño: el espesor de la carpeta de concreto es determinado mediante la utilización de los factores de diseño siguientes:
 - Módulo de ruptura del concreto MR (resistencia a la flexión).
 - Resistencia de sub-rasante o una combinación de base y subrasante denominada como módulo de reacción del suelo K.
 - Pesos, frecuencia y tipo de carga por cada eje del tipo de camión que el pavimento debe soportar.
 - Periodo de diseño (20 años).
- Módulo de ruptura del concreto (MR): la resistencia a la flexión del concreto tiene incidencia en el procedimiento de diseño para el criterio de fatiga y así poder controlar las grietas que se formen en la carpeta y erosión, para evitar un desgaste de las capas y un desnivel de las juntas.

La flexión existente en un pavimento de concreto bajo cargas de eje, produce esfuerzo de flexión y de compresión. Sin embargo, la relación entre esfuerzos compresivos a resistencia a la compresión es demasiado pequeña como para tener incidencia en el diseño del espesor de la losa. Por otro lado, los promedios de esfuerzos de flexión y de las fuerzas de flexión sobre la

carpeta son mucho mayores y debido a eso son usados estos valores para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos.

La fuerza de flexión se determina por el módulo de ruptura del concreto (MR) el cual se define como el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto. La resistencia a la tensión que sufre el concreto es relativamente baja. Una aproximación acertada para la resistencia a la tensión será dentro de un 11 a 23 % del esfuerzo de compresión. En concretos de 3 000 a 4 000 PSI la relación es del orden del 15%.

El proceso que se utiliza para determinar el módulo de ruptura está basado en la Norma ASTM C-78. El resultado del ensayo a los veintiocho días, es usado para el diseño de espesores de autopistas y calles regulares; por lo que es recomendado utilizar las porciones superiores de las tablas de diseño, con resistencias a la flexión en el rango de 600 y 650 PSI.

- Módulo de reacción del suelo (K): el soporte que posee la subrasante y la base, está definido por el módulo de Westergard de reacción de la subrasante (k). Este es igual a la carga expuesta en libras por pulgada cuadrada en un área cargada, dividida entre la deflexión, en pulgadas, para dicha carga. El valor de k está expresado en libras por pulgada cuadrada por pulgada (PSI-pulg.).

Módulo de reacción (k) es un factor que indica la característica de resistencia que implica elasticidad del suelo. Se ha establecido que es igual al coeficiente del esfuerzo aplicado por una placa entre la deformación correspondiente, producida por este esfuerzo. Esta propiedad del suelo es de mucha importancia en el diseño de pavimentos, pero dado que la prueba de carga de plato se lleva mucho tiempo y tiene un costo elevado, el valor de k, es

estimado por correlación a una prueba simple, como lo es la Relación de Soporte de California (CBR).

El resultado se toma como válido dado que no se requiere una determinación exacta del valor k ; las variaciones normales de un valor estimado no afectan de manera significativa los requerimientos del espesor del pavimento.

Cuando no se cuente con información geotécnica del sitio, la tabla XL proporciona órdenes de magnitud en los módulos de reacción de las capas de apoyo.

- Tránsito de cargas de diseño: el factor más importante en el proceso para diseño de espesores de pavimento es el número y peso de las cargas por eje. Este es obtenido de las estimaciones de TPD y de TPDC en ambas direcciones. Para determinar lo anterior se tendría que recurrir al análisis del tránsito promedio diario anual al final como al inicio del periodo de diseño. Sin embargo este análisis es posible solamente si se tienen datos sobre el volumen y categoría de tránsito clasificado para la vía.

2.2.6.4.3. Dimensiones

Para establecer el dimensionamiento del espesor de losas de un pavimento rígido se utilizará el criterio desarrollado por la Portland Cement Association (PCA). La PCA ha elaborado dos métodos para el cálculo del espesor de un pavimento rígido, el método de capacidad y el método simplificado.

- Método de capacidad: este método se aplica cuando se tiene posibilidades de obtener datos de distribución de carga por eje de tránsito. Este método consiste en asumir datos detallados de carga por eje, que son obtenidos de estaciones representativas.
- Método simplificado: este método es aplicado cuando no es posible obtener datos de carga por eje, y se utilizan tablas basadas en distribución compuesta de tráfico clasificado en diferentes categorías de carreteras y tipos de calles. Las tablas de diseño están desarrolladas para una vida útil proyectada del pavimento de veinte años y están basadas solamente en el tránsito estimado en la vía.

También propone un diseño basado en experiencias generales de comportamiento del pavimento, realizadas a escala natural, sujetas a ensayos controlados de tráfico, la acción de juntas y hombros de concreto. Se asume que el peso y tráfico de camiones en ambos carriles varía de 1 a 1.3 según sea el uso de la carretera, para prevenir una sobrecarga de los camiones.

Es importante mencionar que el método simplificado incluye en el análisis solamente al tránsito promedio diario de camiones (TPDC), el cual incluye solo camiones de seis llantas y unidad simples de tres ejes, excluyendo pickups, paneles y otros tipos livianos. Solo se utiliza el número de ejes simples o tandem esperado para la vida útil del proyecto.

Además el método simplificado de la PCA permite la inclusión o exclusión, de hombros o bordillos. El uso de hombros o bordillo de concreto es recomendable por el hecho de ser útil en reparación o prevención de accidentes en la carretera, además de reducir el espesor de la losa.

Para el diseño del pavimento que conecta la cabecera municipal con la carretera CA-14 se utilizará el método simplificado.

El procedimiento mediante el método simplificado para el dimensionamiento del espesor de losas de un pavimento rígido es la siguiente:

- Determinar la categoría de la vía según los criterios de la tabla XXXIX.
- Establecer el tipo de junta por utilizar, si de tipo dovela o de trabe por agregado.
- Decidir si incluir o excluir hombros o bordillos en el diseño.
- Establecer el módulo de ruptura del concreto. Se recomienda utilizar un módulo de ruptura de 600 PSI o bien de 650 PSI.
- Determinar el módulo de reacción k de la subrasante. Se puede encontrar un valor aproximado a través del porcentaje de CBR, en la figura 48. El valor aproximado de k , cuando se utiliza una base, se puede obtener de las tablas XLI Y XLII, bases granulares y bases de suelo-cemento, respectivamente.
- Determinar el volumen de tránsito promedio diario de camiones o su porcentaje del tránsito promedio diario de vehículos, según la tabla XXXIX.
- Determinar el espesor de losa según las tablas XLIII, XLIV, XLV, XLVI, XLVII, XLIII y XLIX de diseño, determinado con los parámetros anteriores.

Tabla XXXIX. **Categoría de carretera según densidad de tráfico**

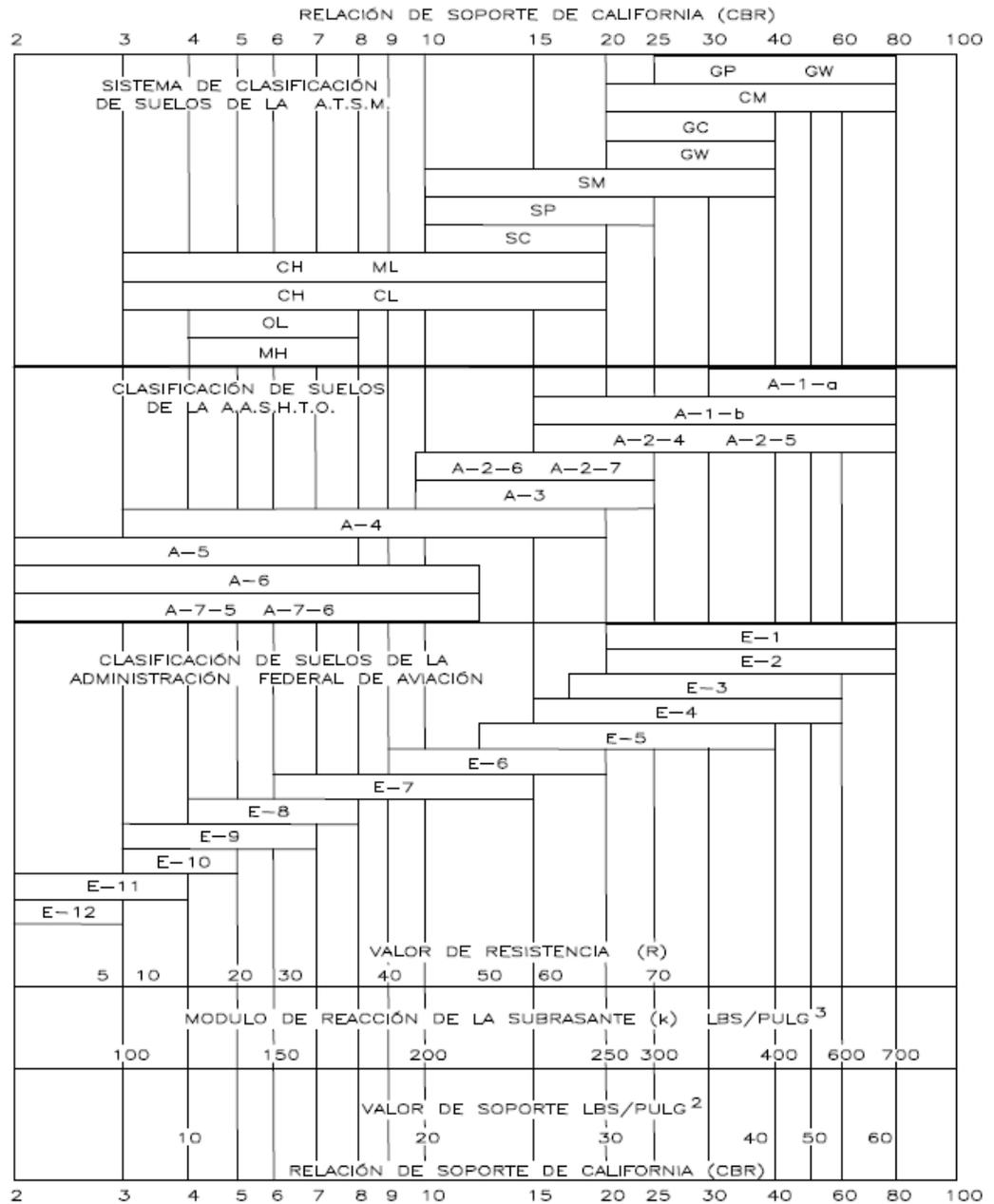
CATEGORÍA POR EJE	Descripción	TPDA	TPPD		CARGA MÁXIMA POR EJE	
			%	Por día	Eje sencillo	Ejes dobles
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (cajo a medio)	200 – 800	1 – 3	Hasta 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 – 5000	5 – 18	40 – 1000	26	44
3	Calles arteriales, carreteras primarias (medio), super carreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo y medio)	3000 – 12000 en 2 carriles 3000 – 5000 en 4 carriles	8 – 30	500 – 1000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, super carreteras (altas) interestatales urbanas (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 – 20000 en 2 carriles 3000 – 150000 en 4 carriles o más	8 – 30	1500 – 8000	34	60

Las descripciones alto, medio y bajo se refieren al peso relativo de las cargas por eje para el tipo de calle o carretera.

TPPD: Camiones de dos ejes, camiones de cuatro llantas excluidos.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 148.

Figura 48. Gráfico para determinación de factor K según valor de CBR



Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 5.

Tabla XL. **Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de K**

TIPOS DE SUELOS	SOPORTE	RANGO DE VALORES DE k (PCI)
Suelos de grano fino, en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan.	Bajo	75 – 120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerada de limo y arcilla.	Medio	130 – 170
Arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos.	Alto	180 – 220
Sub-base tratadas con cemento.	Muy alto	250 – 400

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 149.

Tabla XLI. **Valores K para diseño sobre bases granulares (PCA)**

Sub-rasante Valor de k (PCI)	Valores de k sobre la base (PCI)			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos*. p. 68.

Tabla XLII. **Valores de K para diseño sobre bases de suelo-cemento (PCA)**

Sub-rasante Valor de k (PCI)	Valores de k sobre la base (PCI)			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	----

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos*. p. 68.

Tabla XLIII. **TPDC permisible, carga por eje categoría 1 pavimentos con juntas con agregados de trabe (no necesita dovelas)**

	Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo			
	Espesor de la losa Pulg.	Soporte	Sub-rasante	Sub-base	Espesor de la losa Pulg.	Soporte	Sub-rasante	Sub-base
		BAJO	MEDIO	ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO
MR = 650PSI	4.5	0.1			4		0.2	0.9
	5	0.1	0.8	3	5	30	130	330
	5.5	3	15	45	5.5	320		
	6	40	160	430				
	6.5	330						
MR = 600PSI	5		0.1	0.4	4			
	5.5	0.5	3	9	4.5	0.1		5
	6	8	36	98	5	6	27	75
	6.5	76	300	760	5.5	73	290	730
	7	520			6	610		
MR = 500PSI	5.5	0.1	0.3	1	4.5		0.2	0.6
	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						

NOTA: El diseño controla el análisis por fatiga.
 NOTA: Una fracción de TPPD indica que el pavimento puede soportar un número ilimitado de camiones para pasajeros, automóviles y pick-ups, pero pocos vehículos pesados por semana (TPPD 0.3X7 días indica dos camiones pesados por semana).
 TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, de manera que el número de camiones permitidos puede ser mayor.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.* p. 149.

Tabla XLIV. **TPDC permisible, carga por eje categoría 2 pavimentos con juntas doveladas**

	Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo						
	Espesor de la losa Pulg.	Soporte	Sub-rasante	Sub-base	Espesor de la losa Pulg.	Soporte	Sub-rasante	Sub-base			
		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 650PSI	5.5				5		3	9	42		
	6				5.5	9	42	120	450		
	6.5		4	12	59	6	96	380	970	3400	
	7		9	43	120	490	6.5	710	2800		
	7.5		80	320	840	3100	7	4200			
8		490	1900								
8		25000									
MR = 600PSI	6				11				1	8	
	6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98	
	7		15	70	190	750	6	19	84	220	810
	7.5		110	440	1100	6.5	160	620	1500	5200	
	8		590	2300			7	1000	3600		
8.5		2700									
MR = 500PSI	6.5			4	19	5.5			3	17	
	7		11	34	150	6	3	14	41	160	
	7.5		19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100
	8		120	470	1200	7	8	210	770	1900	
	8.5		560	2200			7.5	1100	4000		
9		2400									

NOTA: El diseño controla el análisis por fatiga.
 TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, de manera que el número de camiones permitidos será mayor.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos.* p. 150.

Tabla XLV. **TPDC permisible, carga por eje categoría 2 pavimentos con juntas con agregados de trabe**

	Sin hombros de concreto o bordillo					Con hombros de concreto o bordillo				
	Espesor de la losa Pulg.	Soporte		Sub-base		Espesor de la losa Pulg.	Soporte		Sub-base	
		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
MR = 60PSI	5.5	5				5.5	3	9	42	
	6					6	96	380	700*	970*
	6.5	9	43	120	490	6.5	650*	1000*	1400*	2100*
	7	80	320	840	1200*	7	1100*	1900*		
	7.5	490	1200*	1500*						
8	1300* 1900*									
MR = 60PSI	6	11				5		1	8	
	6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98
	7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
	7.5	110	440	1100	2100*	6.5	160	620	1400*	2100*
	8	590	1900*			7	1000	1900*		
8.5	1900*									
MR = 50PSI	6.5		4	19		5.5		3	17	
	7		11	34	150	6	3	14	41	160
	7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100
	8	120	470	1200		7	210	770	1900	
	8.5	560	2200			7.5	1100			
9	2400									

* Rige el análisis de erosión de otra manera controla el análisis por fatiga.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 150.

Tabla XLVI. **TPDC permisible, carga por eje categoría 3 pavimentos con juntas doveladas**

	Sin hombros de concreto o bordillo					Con hombros de concreto o bordillo				
	Espesor de la losa Pulg.	Soporte		Sub-base		Espesor de la losa Pulg.	Soporte		Sub-base	
		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
MR = 650PSI	7.5	250				6.5	83	320		
	8	130	350	1300		7	52	220	550	1900
	8.5	160	640	1600	6200	7.5	320	1200	2900	9800
	9	700	2700	7000	11500*	8	1600	5700	13800	
	9.5	2700	10800			8.5	6900	23700*		
10	9900									
MR = 600PSI	8		73	310		6.5		120	440	
	8.5		140	380	1500	7				
	9	160	640	1700	6200	7.5	270	680	2300	
	9.5	630	2500	6500		8	370	1300	3200	10800
	10	2300	9300			8.5	1600	5800	14100	
10.5	7700				9	6000				
MR = 550PSI	8.5		70	300		7		130	480	
	9		120	340	1300	8	67	270	670	2300
	9.5	120	520	1300	5100	8.5	330	1200	2900	9700
	10	460	1900	4900	19100	9	1400	4900	11700	
	10.5	1600	6500	17400		9.5	5100	18600		
11	4900									

TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, el total de camiones permitidos puede ser mayor.

* El diseño lo rige el análisis por erosión; de otra manera controla el criterio de fatiga.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 151.

Tabla XLVII. **TPDC permisible, carga por eje categoría 3 pavimentos con juntas con agregado de trabe**

	Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo						
	Espesor de la losa Pulg.	Soporte	Sub-rasante	Sub-base	Espesor de la losa Pulg.	Soporte	Sub-rasante	Sub-base			
		BAJO	MEDIO	ALTO		MUY ALTO	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 650PSI	7.5		60*	250*	7.5	220*	510	750			
	8		130*	350*	830	8	320*	640	890	1400	
	8.5		160*	640*	900	1300	8.5	610	1100	1500	2500
	9	680	1000	1300	2000	9	950	1800	2700	4700	
	9.5	960	1500	2000	2900	9.5	1500	2900	4600	8700	
	10	1300	2100	2800	4300	10	2300	4700	8000		
	10.5	1800	2900	4000	6300	10.5	3500	7700			
	11	2500	4000	5700	9200	11	5300				
	11.5	3300	5500	7900			8100				
	12	4400	7500								
MR = 600PSI	8		73*	310*	7		120*	440*			
	8.5		140*	380*	1300	7.5	67*	270*	680*	1400	
	9	160*	640*	1300	2000	8	370*	1100	1500	2500	
	9.5	630*	1500	2000	2900	8.5	950	1800	2700	4700	
	10	1300	2100	2800	4300	9	1500	2900	4600	8700	
	10.5	1800	2900	4000	6300	9.5	2300	4700	8000		
	11	2500	4000	5700	9200	10	3500	7700			
	11.5	3300	5500	7900		10.5	5300				
	12	4400	7500			11	8100				
	MR = 550PSI	8		56*	300*	7		82*	480*		
8.5		70*			7.5	130*					
9			120*	340*	1300*	8	67*	270*	670*	2300*	
9.5		120*	520*	1300*	2900	8.5	330*	1200*	2700	4700	
10		460*	1900*	2800	4300	9	1400*	2900	4600	8700	
10.5		1600*	2900	4000	6300	9.5	2300	4700	8000		
11		2500	4000	5700	9200	10	3500	7700			
11.5		3300	5500	7900		10.5	5300				
12		4400	7500			11	8100				

TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, el número total de vehículos podrá ser mayor.
 * El análisis de fatiga controla el diseño, de otra manera se rige el criterio de erosión.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 152.

Tabla XLVIII. **TPDC permisible, carga por eje categoría 4 pavimentos con juntas doveladas**

	Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo					
	Espesor de la losa Pulg	Soporte	Sub-rasante	Sub-base	Espesor de la losa Pulg	Soporte	Sub-rasante	Sub-base		
		BAJO	MEDIO	ALTO		MUY ALTO	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
MR = 600PSI	8			270*	7			400		
	8.5		120	340	1300	7.5		240	620	2100
	9	140	580	1500	5600	8	330	1200	3000	8800
	9.5	570	2300	5900	4700*	8.5	1500	5300	12700	41100*
	10		2000	8200	18700*	5900*				
MR = 600PSI	10.5		6700*	24100*	31800*	9	5900	21400	44800*	
	11		45800*			9.5	22500	52000*		
	11.5		21600	39600*		10	45200*			
	12		39700*							
	12		44000							
MR = 500PSI	8			300	7.5			130	480	
	8.5		120	340	1300	8		270	690	2300
	9	120	530	1400	5200	8.5	340	1300	3000	9900
	9.5	480	1900	5100	19300	9	1400	5000	12000	40200
	10	1600	6500	17500		9.5	5200	18800	45900	
MR = 500PSI	10.5		45900*			10	18400			
	11		4900	21400	53800*					
	11.5		14500	65000*						
	12		44000							
	12		8200	40000		11	40400			

TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, el número de camiones permitido podrá ser mayor.
 * El diseño queda regido por el criterio de erosión; de otra manera controla el criterio de fatiga.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 153.

Tabla XLIX. **TPDC permisible, carga por eje categoría 4 pavimentos con juntas con agregado de trabe**

	Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo						
	Espesor de la losa Pulg	Soporte	Sub-rasante	Sub-base	Espesor de la losa Pulg	Soporte	Sub-rasante	Sub-base			
		BAJO	MEDIO	ALTO		MUY ALTO	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 600PSI	8			270*	7			100*	400*		
	8.5		120*	340*	990	7.5		240*	620*	910	
	9	140*	580*	1100	1500	8	330*	770	1100	1700	
	9.5	570*	1200	1600	2300	8.5	720	1300	1900	3100	
	10	1100	1700	2200	3400	9	1100	2100	3200	5700	
MR = 600PSI	10.5	1500	2300	3200	4900	9.5	1700	3400	5500	10200	
	11	2000	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900	
	11.5	2700	4500	6300	10400						
	12	3600	6100	8800	14900	11	5900	13600	24200		
	13	6300	11100	16600		12	12600				
MR = 600PSI	14	10800									
	8.5			300*	7.5			130*	490*		
	9		120*	340*	1300*	8		270*	690*	1700	
	9.5		120*	530*	1400*	2300	8.5	340*	1300	1900	3100
	10		480*	1700	2200	3400	9	1100	2100	2200	5700
MR = 600PSI	10.5		1500	2300	3200	4900	9.5	1700	3400	5500	10200
	11		2000	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900
	11.5		2700	4500	6300	10400					
	12		3600	6100	8800	14900	11	5900	13600	24200	
	13		6300	11100	16600		12	12600			
MR = 500PSI	14		10800								
	8			260*	1100*	8		250*	620*	2100*	
	8.5			280*	1100*	8.5		250*	620*	2100*	
	9			390*	1100*	3400	9	280*	1000*	2600*	3700
	9.5			330*	1400*	3200	4900	9.5	1100*	3400	5500
MR = 500PSI	10		1000*	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900
	10.5		2700	4500	6300	10400					
	11		3600	6100	8800	14900	11	5900	13600	24200	
	11.5		6300	11100	16600		12	12600			
	12		10800								

TPPD excluye camiones de dos ejes y cuatro llantas, el número total de camiones podrá ser mayor.
 * El análisis de fatiga controla el diseño, de otra manera se rige el criterio de erosión.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 154.

Procedimiento:

Determinación de categoría de carretera:

Según el tipo de tránsito que pasará sobre el pavimento y proyectando el tramo como una vía transitada, se ha definido la categoría de la carretera según la tabla XXXIX, como categoría 2 con un rango de TPD de 700 a 5000 vehículos y con un 5 % a 18 % de TPDC, según la tabla de categorías de carga por eje. Considerando el valor más bajo de TPD (700 vehículos) con un 5 % de vehículos pesados.

Determinación del tipo de junta para el pavimento: el tipo de junta seleccionada será de agregados de trabe.

Decidir si incluir o excluir hombros o bordillos en el diseño: debido a que el tramo se clasifica como tipo F no posee hombros y se excluirá el uso de bordillos para dar lugar a las cunetas que funcionaran como drenaje longitudinal.

Determinación del módulo de ruptura del concreto: siguiendo las recomendaciones de la PCA el módulo se estimó como el 15 % de la resistencia del concreto a compresión f'_c , por lo que el valor aproximado se toma como $0.15 \cdot 4000 \text{ psi} = 600 \text{ psi}$.

Determinación del módulo de reacción K de la subrasante: el módulo de reacción se determinó usando la figura 41 sabiendo que el CBR de la subrasante es aproximadamente de 30, esto da como resultado un valor K de 345 lbs/plg^3 .

Establecer si se utilizará base según los criterios del diseñador: debido a que la subrasante encontrada en el lugar posee las características adecuadas para ser tomada en cuenta como base no será necesaria la modificación del valor K.

Sin embargo por especificaciones se agregara una capa mínima de 10 cm de subbase.

Determinación el valor soporte del suelo: según la tabla XL y sabiendo que el valor K es de 345 lbs/plg³ el valor soporte del suelo se clasifica como muy alto.

Determinación del espesor para el pavimento rígido: para una carretera categoría 2 con juntas aserradas de 3mm, sin hombros y sin bordillo, un MR de 600 PSI y un valor K para la subrasante de 345 lbs/plg³ se utilizó la tabla XLV estableciendo un espesor de 7 plg equivalente a 17,78 centímetros aproximadamente.

2.2.6.4.4. 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 dos 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 juntas colocadas de manera paralela al eje longitudinal del pavimento. Estas juntas se utilizan para prevenir la formación de grietas longitudinales, pueden ser en forma mecánica, unión macho-hembra. La profundidad de la ranura superior de esta junta no debe ser menor de un cuarto del espesor de la losa. La separación máxima entre juntas longitudinales es de 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. 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 separación máxima de las juntas transversales es de 14.57 m. La colocación de las barras de transferencia depende de las características de la sub-rasante y del tipo de tránsito esperado para el pavimento.

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.

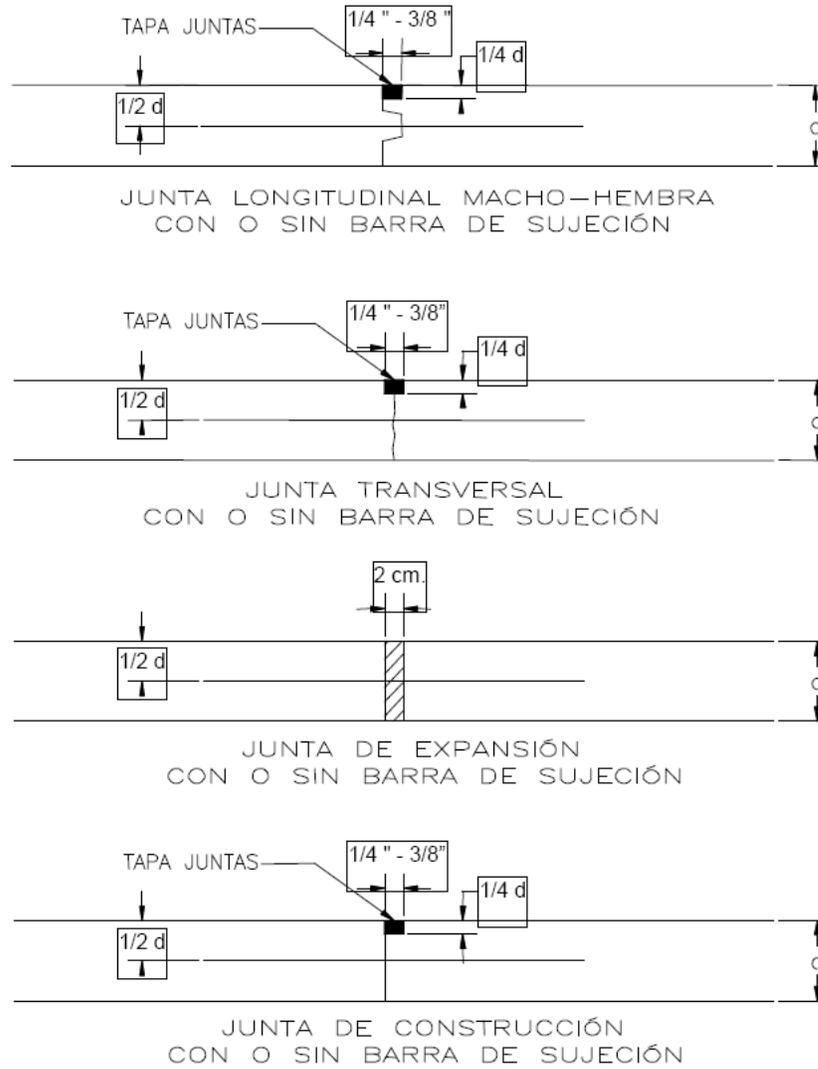
Existen dos dispositivos para transferir cargas entre las losas en zonas de juntas, las barras de sujeción y las dovelas o pasajuntas.

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 espaciado 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 49. Tipos de juntas



Fuente: Chacón Valdez, Henry Ernesto. *Diseño de Pavimento Rígido de la Calzada principal al Municipio de El Progreso.* p. 38.

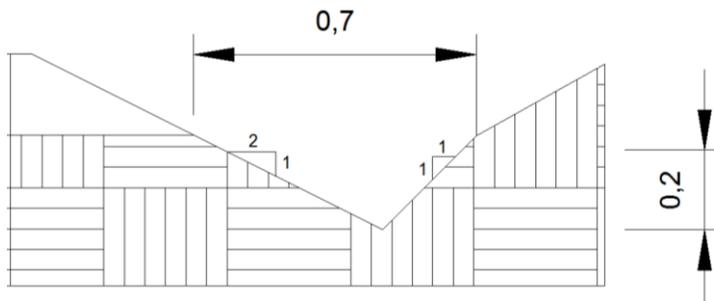
2.2.7. Diseño de drenajes transversales y longitudinales

A continuación se describen los diversos tipos de drenajes.

2.2.7.1. Drenaje longitudinal

Para el drenaje longitudinal se utilizará una cuneta de tipo triangular como se puede apreciar en la figura siguiente.

Figura 50. Sección de cuneta



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

Para el diseño de la cuneta se utilizó el método racional para determinar el caudal de escorrentía máxima que puede presentarse en la zona donde pasará la carretera.

La ecuación que expresa el principio racional es:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = caudal máximo (m³/s).

A = área de la cuenca (Ha).

I = intensidad máxima de lluvia (mm/h).

C = coeficiente de escorrentía (depende de la vegetación, el tipo de suelo y la pendiente).

Para obtener el dato de intensidad de lluvia se utiliza la siguiente ecuación:

$$I = \frac{A}{(t_c + B)^n}$$

Donde:

I = intensidad de lluvia (mm/hr).

A, B y n = constantes que se obtienen por el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (Insivumeh).

T_c = tiempo de concentración de la cuenca en minutos.

Para determinar el tiempo de concentración de la cuenca se utilizará la siguiente ecuación:

$$T_c = \frac{3 * L^{1,15}}{154 * H^{0,38}}$$

Donde:

T_c = tiempo de concentración de la cuenca

L = longitud del cauce principal en metros

H = diferencia del nivel inicial respecto al nivel final en metros

Se tomará en cuenta el tramo más crítico respecto a drenaje longitudinal el cual es el tramo con menos pendiente, en este proyecto dicho tramo posee una longitud de 300 metros con una diferencia de alturas de 1 metro, por lo que el tiempo de concentración en este tramo es el siguiente:

$$T_c = \frac{3 * 300^{1,15}}{154 * 1^{0,38}} = 13,75 \text{ min.}$$

Las constantes A, B y n fueron obtenidas de la estación meteorológica más cercana. Los datos son para un periodo de retorno de 20 años.

$$A = 4\ 604$$

$$B = 24$$

$$n = 1$$

Con los datos anteriores se obtiene la intensidad de lluvia.

$$I = \frac{4\ 604}{(13,75 + 24)^1} = 121,96 \text{ mm/h}$$

El área de la cuenca que afecta al tramo es de 3,23 hectáreas. El dato fue obtenido por el software computacional Google Earth PRO.

$$Q = \frac{0,15 * 121,96 * 3,23}{360} = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ahora se debe calcular el caudal que la cuneta propuesta puede transportar. Para esto se utilizará la ecuación de Manning.

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

Donde:

Q = caudal en m³/s

n = rugosidad de la cuneta = 0,029

A = área mojada

R = radio hidráulico

S = pendiente

El área mojada de la cuneta es de 0,11 m²

El radio hidráulico es igual a: $((4 \cdot A_{\text{cuneta}}) / P_{\text{Mojado}}) / 4 = ((4 \cdot 0,11) / 0,85) / 4 = 0,13 \text{ m}$

La pendiente mínima es de 0,75 %

El caudal es:

$$Q = \frac{1}{0,029} * 0,11 * 0,13^{\frac{2}{3}} * 0,0075^{\frac{1}{2}} = 0,084 \text{ m}^3/\text{s} * 2 \cong 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal que puede transportar la cuneta es mayor que el caudal generado por lluvias por lo que la sección propuesta es adecuada para la carretera.

2.2.7.1.1. Drenaje transversal

Este drenaje tiene como función el evacuar el agua existente en los drenajes longitudinales de la carretera. Su ubicación debe ser perpendicular al eje de la carretera. La distancia máxima recomendada entre drenajes transversales es de 150 metros. También se recomienda colocar drenajes transversales al inicio de curvas horizontales, en los puntos más bajos de la carretera y en zonas donde exista riesgo de estancamiento de agua.

Para los drenajes transversales de esta carretera se usará tubería circular.
El caudal a utilizar será el de escorrentía máxima el cual es:

$$Q = Q_e + Q_r$$

Donde:

Q_e = caudal de escorrentía máxima en metros cúbicos sobre segundo

Q_r = caudal de riachuelos intermitentes generados en época lluviosa

Para este caso: Q_e será el caudal calculado para el drenaje longitudinal.

Mientras que Q_r : será el caudal obtenido de la microcuenca del riachuelo:

La intensidad de lluvia para esta microcuenca se calculó utilizando el mismo procedimiento que para el drenaje longitudinal dando como resultado una intensidad de lluvia de 105,21

$$Q_r = \frac{0,15 * 131,11 * 0,85}{360} = 0,046 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para calcular el diámetro de tubería se utilizará la siguiente ecuación:

$$D = \left(\frac{Q * 4^{\frac{5}{3}} * n}{S^{1/2} * \pi} \right)^{3/8}$$

Donde:

D = diámetro en metros

n = rugosidad, por proponer una tubería concreto el coeficiente es de 0,029

S = pendiente de la tubería, que será de 0,01

Q = caudal en metros cúbicos sobre segundo.

$$D = \left(\frac{0,15 * 4^{\frac{5}{3}} * 0,029}{0,01^{1/2} * \pi} \right)^{3/8} = 0,48 \text{ m}$$

El diámetro en pulgadas es de: $0,48 \text{ m} * 39,3701 = 18,90''$

El diámetro mínimo recomendado para un drenaje transversal es de 30 pulgadas.

2.2.8. Planos

Los planos del proyecto de diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso están expuestos en la sección de anexos. El juego de planos está compuesto por lo siguiente:

- Planta general
- Plantas y perfiles cada 800 metros
- 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.

2.2.9. Presupuesto

El presupuesto del proyecto diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso esta descrito en la tabla L. Se utilizaron los mismos criterios del proyecto de la edificación.

Tabla L. **Presupuesto proyecto diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso**

No.	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	TOPOGRAFÍA	Km	3,26	Q1 150,88	Q3 751,85
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
2,1	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA DE DESPERDICIO	m3	5 571,62	Q48,14	Q268 240,07
2,2	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m3	9 766,11	Q72,74	Q710 396,61
3	CONFORMACIÓN DE SUB-RASANTE Y SUB-BASE				
3,1	REACONDICIONAMIENTO DE SUB-RASANTE	m2	22 500,00	Q25,88	Q582 288,75
3,2	TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE (10cm)	m2	22 500,00	Q27,22	Q612 360,00
4	PAVIMENTO				
4,1	CARPETA DE RODADURA DE CONCRETO HIDRÁULICO de 17,78cm (7")	m2	22 500,00	Q248,36	Q5 587 987,50
5	OBRAS HIDRÁULICAS				
5,1	CUNETAS TRIANGULAR DE CONCRETO	ML	6 520,00	Q155,00	Q1 010 583,05
5,2	DRENAJE TRANSVERSAL				
5,2,1	EXCAVACIÓN	m3	121,9	Q593,46	Q72 342,77
5,2,2	TUBERIA DE CONCRETO DE 30"	ML	85	Q1 839,75	Q156 378,36
5,2,3	CONCRETO CICLÓPEO	m3	47,9	Q811,31	Q38 861,71
TOTAL					Q9 043 190,68

Fuente: elaboración propia.

2.2.10. Cronograma de ejecución física y financiera

El cronograma de ejecución para el edificio se expone en la tabla LI.

Tabla LI. **Cronograma de ejecución física y financiera del proyecto diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso**

No.	REGLON DE TRABAJO	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,1	TOPOGRAFÍA					
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,1	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA DE DESPERDICIO					
2,2	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA					
3	CONFORMACIÓN DE SUB-RASANTE Y SUB-BASE					
3,1	REACONDICIONAMIENTO DE SUB-RASANTE					
3,2	TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE (10cm)					
4	PAVIMENTO					
4,1	CARPETA DE RODADURA DE CONCRETO HIDRÁULICO de 17,78cm (7")					
5	OBRAS HIDRÁULICAS					
5,1	CUNETA TRIANGULAR DE CONCRETO					
5,2	DRENAJE TRANSVERSAL					
5,2,1	EXCAVACIÓN					
5,2,2	TUBERÍA DE CONCRETO DE 30"					
5,2,3	CONCRETO CICLOPEO					
	INVERSIÓN PARCIAL	Q271 991,93	Q1 001 540,98	Q2 300 501,25	Q4 864 712,66	Q604 443,86
	PORCENTAJE MENSUAL EJECUTADO	3,01%	11,08%	25,44%	53,79%	6,68%
	PORCENTAJE EJECUTADO ACUMULADO	3,01%	14,08%	39,52%	93,32%	100,00%

Fuente: elaboración propia.

2.2.11. Evaluación de impacto ambiental inicial (EAI)

La evaluación de impacto ambiental para una carretera es muy importante debido a la magnitud del proyecto y la maquinaria que se utilizará por lo que hay que tomar muy en cuenta cada aspecto mencionado en dicha evaluación.

Tabla LII. **Evaluación de impacto ambiental inicial (EAI) del proyecto diseño de carretera y pavimento a Morazán, El Progreso**

Evaluación de impacto ambiental				
No.	Aspecto	Impacto en ambiente	Causas posibles	Medida de mitigación
1	Aire	Emisiones de gases y esparsion de partículas de polvo en los alrededores.	Utilización de equipo mecánico como , retroexcavadoras, camiones de volteo, rodos, entre otros.	Verificar el estado de la maquinaria para garantizar que esta se encuentre en buen estado, evitando un uso excesivo de combustible y fallas en elementos mecánicos.
		Ruido	Uso de maquinaria para diversas actividades asi como el uso de herramientas durante el proceso de construcción.	De ser necesario los trabajadores deberán utilizar equipo protector para su oídos. Toda máquina debera ser utilizada en horas hábiles.
		Vibraciones	Utilización de maquinaria pesada	Entibaciones con materiales reciclados.
2	Agua	Una gran demanda de agua durante el proceso de construcción.	Realización de mezclas, limpieza de área de construcción y equipo.	Reciclaje de agua de lluvia, racionalización del agua estableciendo prioridades y mediante un buen proceso de ejecución.
3	Suelo	Generación de desechos sólidos de todo tipo (basura)	Actividades varias de construcción	Colocar recipientes aptos para la colocación de basura, transportar el ripio a áreas adecuadas.
4	Visual	Modificación del paisaje	Dimensión del proyecto	Evitar en la medida de lo posible la remoción de vida vegetal durante el proceso de construcción.

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El diseño de la edificación de dos niveles para el Centro de Atención de Discapacitados (CADIM) y el de la carretera y pavimento a Morazán, El Progreso, serán de gran beneficio para la población. Cada proyecto aportará al desarrollo del municipio, por lo que las necesidades planteadas al principio podrán ser solventadas.
2. La construcción de la edificación de dos niveles para para el Centro de Atención a Discapacitados (CADIM) brindará un espacio acondicionado para una mejor atención a personas con discapacidad, logrando así mejorar la calidad de vida de las personas que requieran del servicio.
3. La construcción de la carretera pavimentada que conecta la CA-14 con la cabecera municipal de Morazán, El Progreso, servirá para que los comerciantes y personas en general tengan un acceso rápido y seguro a dicha cabecera, por lo que tanto el comercio como el turismo aumentarán.
4. Durante el proceso de diseño de ambos proyectos, se aplicaron los conocimientos adquiridos a lo largo de la formación universitaria. Asimismo, durante el EPS se colaboró con la Municipalidad de Morazán, El Progreso, con trabajos de ingeniería. Lo anterior deja en evidencia la utilidad que el EPS representa tanto para la comunidad como para el estudiante, a quien se le da la oportunidad de aplicar todo lo aprendido y crecer tanto profesional como personalmente, por lo que la Facultad de Ingeniería debe fomentar dicha práctica en la población estudiantil.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Morazán, El Progreso.

1. Utilizar materiales de calidad en sus obras, así se tendrá un respaldo de que cumplirán la función para la cual fueron hechos y no se comprometerá la integridad de los proyectos.
2. Utilizar procesos de construcción adecuados, para evitar el desperdicio de materiales y garantizar que cada proceso se realiza según las especificaciones técnicas pertinentes.
3. Establecer un programa de mantenimiento tanto para la carretera como para la edificación, de esta manera se puede estar seguro de que cada proyecto cumplirá la vida útil para la que fueron diseñados.
4. Concientizar a la población sobre la importancia de cada obra y el uso adecuado que debe dársele a cada proyecto, y si es posible, que la población tenga participación durante la ejecución de ambos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318-08. *Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios*. Estados Unidos de América: ACI, 2005. 518 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 416 p.
3. BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos de ingeniería civil*. 6ta ed. México: McGraw-Hill, 213 p.
4. BRAJA, M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. México: Thomson, 2001. 862 p.
5. CÁRDENAS GRISALES James, *Diseño geométrico de carretera*. 2a ed. Colombia: Lito Perla, 2002. 100 p.
6. CORDÓN VILLAGRÁN, Miriam Edith. *Centro de rehabilitación integral para personas con discapacidades, Zacapa*. Tesis de Arquitecta. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Arquitectura, 2005. 137p.

7. MEJÍA GÓMEZ, Hugo Abad. *Diseño del pavimento rígido para dos vías de acceso principal, al municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa*. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1996. 90 p.
8. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes*. Guatemala: MICIVI, 2001. 724 p.
9. NILSON, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. México: McGraw Hill, 2001. 772 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Parámetros de curvas horizontales

No. Curva	R (m)	G (°)	Δ	Δ (Rad)	Lc (m)	St (m)	E (m)	OM (m)	CM (m)	Sa (m)	e (%)	Lt (m)
1	124,16	9,23	18,4715	0,32	40,03	20,19	1,63	1,61	39,85	0,70	3,91	2,30
2	506,1	2,26	5,0828	0,09	44,90	22,46	0,50	0,50	44,88	0,22	10,00	0,56
3	263,26	4,35	14,3943	0,25	66,14	33,24	2,09	2,07	65,96	0,37	8,29	1,09
4	18,5	61,94	54,8223	0,96	17,70	9,59	2,34	2,08	17,03	4,10	0,58	15,44
5	168,67	6,79	12,0171	0,21	35,38	17,75	0,93	0,93	35,31	0,53	5,31	1,69
6	741,91	1,54	5,7609	0,10	74,60	37,33	0,94	0,94	74,57	0,16	10,00	0,39
7	240,3	4,77	12,9662	0,23	54,38	27,31	1,55	1,54	54,26	0,40	7,57	1,19
8	108,8	10,53	17,0032	0,30	32,29	16,26	1,21	1,20	32,17	0,78	3,42	2,63
9	55,53	20,64	24,143	0,42	23,40	11,88	1,26	1,23	23,23	1,43	1,75	5,15
10	61,67	18,58	38,7496	0,68	41,71	21,69	3,70	3,49	40,92	1,30	1,94	4,63
11	74,03	15,48	45,7093	0,80	59,06	31,20	6,31	5,81	57,51	1,10	2,33	3,86
12	59,7	19,19	34,432	0,60	35,88	18,50	2,80	2,67	35,34	1,34	1,88	4,79
13	73,44	15,60	28,8594	0,50	36,99	18,90	2,39	2,32	36,60	1,11	2,31	3,89
14	113,97	10,05	40,9832	0,72	81,52	42,59	7,70	7,21	79,79	0,75	3,59	2,51
15	157,08	7,30	23,2432	0,41	63,72	32,31	3,29	3,22	63,29	0,57	4,94	1,82
16	23,92	47,91	73,0929	1,28	30,52	17,73	5,85	4,70	28,49	3,16	0,75	11,94
17	22,78	50,30	53,916	0,94	21,44	11,59	2,78	2,48	20,65	3,32	0,71	12,54
18	119,87	9,56	15,4741	0,27	32,37	16,29	1,10	1,09	32,28	0,72	3,77	2,38
19	106,71	10,74	11,4956	0,20	21,41	10,74	0,54	0,54	21,37	0,79	3,36	2,68
20	74,66	15,35	25,2412	0,44	32,89	16,72	1,85	1,80	32,63	1,09	2,35	3,83
21	20,19	56,76	119,2514	2,08	42,02	34,45	19,74	9,98	34,84	3,75	0,63	14,15
22	32,07	35,73	49,5312	0,86	27,72	14,80	3,25	2,95	26,87	2,38	1,01	8,91
23	24,9	46,02	30,0521	0,52	13,06	6,68	0,88	0,85	12,91	3,04	0,78	11,47
24	268,28	4,27	6,9671	0,12	32,62	16,33	0,50	0,50	32,60	0,36	8,45	1,06
25	32,64	35,11	122,0258	2,13	69,52	58,92	34,71	16,82	57,10	2,34	1,03	8,75
26	27,1	42,28	54,0156	0,94	25,55	13,81	3,32	2,96	24,61	2,80	0,85	10,54
27	40	28,65	27,1793	0,47	18,97	9,67	1,15	1,12	18,80	1,93	1,26	7,14
28	38,82	29,52	44,7484	0,78	30,32	15,98	3,16	2,92	29,55	1,99	1,22	7,36
29	34,45	33,26	92,925	1,62	55,87	36,26	15,56	10,72	49,95	2,22	1,08	8,29
30	18,07	63,42	64,6377	1,13	20,39	11,43	3,31	2,80	19,32	4,21	0,57	15,81
31	19,85	57,73	57,0261	1,00	19,76	10,78	2,74	2,41	18,95	3,82	0,62	14,39
32	33,01	34,71	107,7373	1,88	62,07	45,22	22,97	13,55	53,32	2,32	1,04	8,66
33	24,76	46,28	91,9036	1,60	39,72	25,60	10,85	7,55	35,59	3,06	0,78	11,54
34	21,03	54,49	99,946	1,74	36,68	25,04	11,67	7,50	32,21	3,60	0,66	13,59
35	18,02	63,59	84,3306	1,47	26,52	16,32	6,29	4,66	24,19	4,22	0,56	15,86
36	33,37	34,34	45,1819	0,79	26,31	13,88	2,77	2,56	25,64	2,29	1,05	8,56
37	48,16	23,79	27,6451	0,48	23,24	11,85	1,44	1,39	23,01	1,63	1,51	5,93
38	25,34	45,22	72,4193	1,26	32,03	18,55	6,07	4,89	29,94	2,99	0,80	11,28
39	49,82	23,00	107,6514	1,88	93,61	68,13	34,59	20,41	80,43	1,58	1,57	5,73
40	54,55	21,01	42,2323	0,74	40,21	21,07	3,93	3,66	39,30	1,45	1,72	5,24

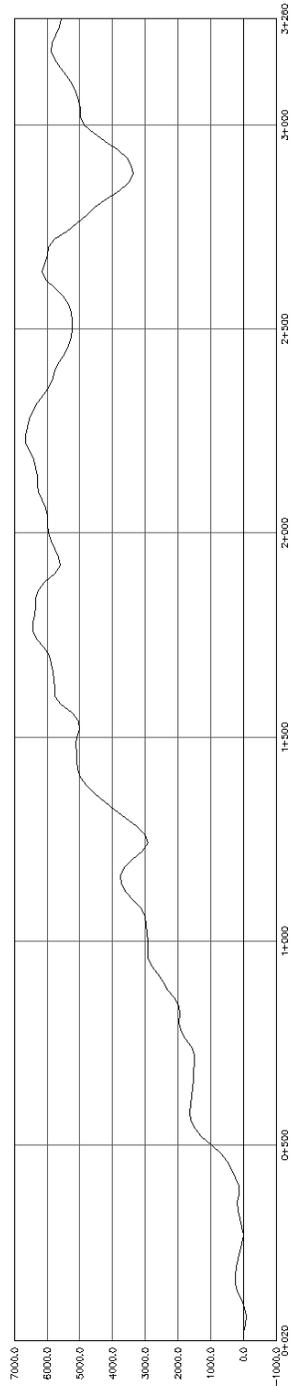
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Parámetros de curvas verticales

No. Curva	Pendiente de entrada	Pendiente de salida	Diferencia de pendiente	Tipo de curva	Constante K	LCV mínimo	LCV utilizado	Ordenada Máxima
1	5,69	5,62	-0,07	Convexa	1	0,07	35	-0,003
2	5,62	2,64	-2,98	Convexa	1	2,98	35	-0,13
3	2,64	0,09	-2,55	Convexa	1	2,55	35	-0,11
4	0,09	-7,05	-7,14	Convexa	1	7,14	35	-0,31
5	-7,05	-6,24	0,81	Concava	2	1,62	79,68	0,08
6	-6,24	-6,96	-0,72	Convexa	1	0,72	35	-0,03
7	-6,96	-9,63	-2,67	Convexa	1	2,67	35	-0,12
8	-9,63	-4,82	4,81	Concava	2	9,62	44,78	0,27
9	-4,82	0,05	4,87	Concava	2	9,74	25,06	0,15
10	0,05	10,08	10,03	Concava	2	20,06	59	0,74
11	10,08	13,63	3,55	Convexa	1	3,55	29,98	-0,13
12	13,63	3,77	-9,86	Convexa	1	9,86	35	-0,43
13	3,77	8,77	5	Concava	2	10	28,88	0,18
14	8,77	13,81	5,04	Concava	2	10,08	20,49	0,13
15	13,81	11,15	-2,66	Convexa	1	2,66	35	-0,12
16	11,15	13,89	2,74	Concava	2	5,48	19,55	0,07
17	13,89	11,86	-2,03	Concava	2	4,06	35	0,09
18	11,86	4,24	-7,62	Convexa	1	7,62	35	-0,33
19	4,24	5,79	1,55	Convexa	1	1,55	24,41	-0,05

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Diagrama de masas



Fuente: elaboración propia en programa AutoCAD.

ANEXOS

Anexo 1. Listado de amenazas sísmicas por municipios

No.	Municipio	Departamento	I ₀	S _{cr}	S _{tr}
1	Acatenango	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
2	Agua Blanca	Jutiapa	3b	1.10 g	0.43 g
3	Aguacatán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
4	Almolonga	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
5	Alotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
6	Amatitlán	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
8	Asunción Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
9	Atescatempa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
10	Ayutla	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
11	Barberena	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
12	Cabañas	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
13	Cabricán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
14	Cajola	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
15	Camotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
16	Canillá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
17	Cantel	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
18	Casillas	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
19	Catarina	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
20	Chahal	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
21	Chajul	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
22	Champerico	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
23	Chiantla	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
24	Chicacao	Suchitupéquez	4	1.65 g	0.60 g
25	Chicamán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
26	Chiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
27	Chichicastenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
29	Chinautla	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
30	Chinique	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
31	Chiquimula	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
32	Chiquimulilla	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
33	Chisec	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
34	Chuarrancho	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
35	Ciudad Vieja	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
36	Coatepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
38	Colomba	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
39	Colotenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
40	Comapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
41	Comitancillo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
42	Concepción	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
43	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
44	Concepción Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
45	Concepción Las Minas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
46	Concepción Tutuapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
47	Conguaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
48	Cubulco	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
49	Cuilapa	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
50	Cuilco	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
51	Cunén	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
52	Cuyotenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
53	Dolores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
54	El Adelanto	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
55	El Asintal	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
56	El Estor	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
57	El Júcaro	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
58	El Palmar	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
59	El Progreso	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
60	El Quetzal	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
61	El Rodeo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
62	El Tejar	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
63	El Tumbador	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
64	Escuintla	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
65	Esquipulas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
66	Esquipulas Palo Gordo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
67	Estanzuela	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
68	Flores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
69	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
70	Fraijanes	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
71	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
72	Génova	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
73	Granados	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
74	Gualán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
75	Guanagazapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
76	Guatatoya	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
77	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
78	Guazacapán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
79	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
80	Huitán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
81	Huité	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
82	Ipala	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
83	Ixcán	Quiché	3a	0.90 g	0.35 g
84	Ixchiguan	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
85	Iztapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
86	Jacaltenango	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
87	Jalapa	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
88	Jalpatagua	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
89	Jerez	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
90	Jocotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
91	Jocotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
92	Joyabaj	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
93	Jutiapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
94	La Democracia	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
95	La Democracia	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
96	La Esperanza	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
97	La Gomera	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
98	La Libertad	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
99	La Libertad	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
100	La Reforma	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
101	La Unión	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
102	Lanquín	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
103	Livingston Oriente	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
	Livingston Poniente	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
104	Los Amates	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
105	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
106	Malacatán	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
107	Malacatancito	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
108	Masagua	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
109	Mataquescuintla	Jalapa	4	1.50 g	0.55 g
110	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
111	Melchor de Mencos	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
112	Mixco	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
113	Momostenango	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
114	Monjas	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
115	Morales	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
116	Morazán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
117	Moyuta	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
118	Nahualá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{tr}
119	Nebaj	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
120	Nentón	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
121	Nueva Concepción	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
122	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
123	Nuevo Progreso	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
124	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
125	Ocós	San Marcos	4	1.65 g	0.60 g
126	Olintepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
127	Olopa	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
128	Oratorio	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
129	Pachalum	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
130	Pajapita	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
131	Palencia	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
132	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
133	Palín	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
134	Panajachel	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
135	Panzós	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
136	Parramos	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
137	Pasaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
138	Pastores	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
139	Patulul	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
140	Patzicía	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
141	Patzité	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
142	Patzún	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
143	Pochuta	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
144	Poptún	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
145	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
146	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
147	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
148	Purulhá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
149	Quesada	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
150	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
151	Quetzaltepeque	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
152	Rabinal	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
153	Raxruhá	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
154	Retalhuleu	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
155	Río Blanco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
156	Río Bravo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
157	Río Hondo	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
158	Sacapulas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{ir}
159	Salamá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
160	Salcajá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
161	Samayac	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
162	San Agustín Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
163	San Andrés	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
164	San Andrés	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
165	San Andrés Sajcabajá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
166	San Andrés Semetabaj	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
167	San Andrés Villa Seca	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
168	San Andrés Xecul	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
169	San Antonio Aguas Calientes	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
170	San Antonio Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
171	San Antonio Ilotenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
172	San Antonio La Paz	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
173	San Antonio Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
174	San Antonio Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
175	San Antonio Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
176	San Bartolo	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
177	San Bartolomé Jocotenango	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
178	San Bartolomé Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
179	San Benito	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
180	San Bernardino	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
181	San Carlos Alzatate	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
182	San Carlos Sija	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
183	San Cristóbal Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
184	San Cristóbal Cucho	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
185	San Cristóbal Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
186	San Cristóbal Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
187	San Diego	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
188	San Felipe	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
189	San Francisco	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
190	San Francisco El Alto	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
191	San Francisco La Unión	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
192	San Francisco Zapotitlán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
193	San Gabriel	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
194	San Gaspar Ixchil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
195	San Ildefonso Ixtahuacán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
196	San Jacinto	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
197	San Jerónimo	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
198	San José (Escuintla)	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
199	San José (Petén)	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
200	San José Acatempa	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
201	San José Chacayá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
202	San José del Golfo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
203	San José El Idolo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
204	San José La Arada	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
205	San José Ojetenam	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
206	San José Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
207	San José Poaquil	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
208	San Juan Atitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
209	San Juan Bautista	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
210	San Juan Chamelco	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
211	San Juan Comalapa	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
212	San Juan Cotzal	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
213	San Juan Ermita	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
214	San Juan Ixcoy	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
215	San Juan La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
216	San Juan Ostuncalco	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
217	San Juan Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
218	San Juan Tecuaco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
219	San Lorenzo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
220	San Lorenzo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
221	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
222	San Lucas Tolimán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
223	San Luis	Petén	3a	0.90 g	0.35 g
224	San Luis Jilotepeque	Jalapa	3b	1.10 g	0.43 g
225	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
226	San Marcos	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
227	San Marcos La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
228	San Martín Jilotepeque	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
229	San Martín Sacatepéquez	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
230	San Martín Zapotitlán	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
231	San Mateo Ixtatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
232	San Mateo Ixtatán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
233	San Miguel Acatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
234	San Miguel Chicaj	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
235	San Miguel Dueñas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
236	San Miguel Ixtahuacán	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
237	San Miguel Panán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
238	San Miguel Petapa	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
239	San Miguel Sigüilá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
240	San Pablo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
241	San Pablo Jocopilas	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
242	San Pablo La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
243	San Pedro Ayampuc	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
244	San Pedro Carchá	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
245	San Pedro Jocopilas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
246	San Pedro La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
247	San Pedro Necta	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
248	San Pedro Pinula	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
249	San Pedro Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
250	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
251	San Pedro Soloma	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
252	San Rafael La Independencia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
253	San Rafael Las Flores	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
254	San Rafael Petzal	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
255	San Rafael Pie de la Cuesta	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
256	San Raymundo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
257	San Sebastián	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
258	San Sebastián Coatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
259	San Sebastián Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
260	San Vicente Pacaya	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
261	Sanarate	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
262	Sansare	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
263	Santa Ana	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
264	Santa Ana Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
265	Santa Apolonia	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
266	Santa Bárbara	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
267	Santa Bárbara	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
268	Santa Catalina La Tinta	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
269	Santa Catarina Barahona	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
270	Santa Catarina Ixtahuacán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
271	Santa Catarina Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
272	Santa Catarina Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
273	Santa Catarina Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
274	Santa Clara La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
275	Santa Cruz Balanyá	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
276	Santa Cruz Barillas	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
277	Santa Cruz del Quiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
278	Santa Cruz el Chol	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
279	Santa Cruz La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
280	Santa Cruz Muluá	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
281	Santa Cruz Naranjo	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
282	Santa Cruz Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
283	Santa Eulalia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
284	Santa Lucía Cotzumalguapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
285	Santa Lucía La Reforma	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
286	Santa Lucía Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
287	Santa Lucía Utatlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
288	Santa María Cahabón	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
289	Santa María Chiquimula	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
290	Santa María de Jesús	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
291	Santa María Ixhuitán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
292	Santa María Visitación	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
293	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
294	Santiago Atitlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
295	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
296	Santiago Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
297	Santo Domingo Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
298	Santo Domingo Xenacoj	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
299	Santo Tomás La Unión	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
300	Sayaxché	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
301	Senahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
302	Sibilia	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
303	Sibinal	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
304	Sipacapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
305	Siquinalá	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
306	Sololá	Sololá	4	1.65 g	0.60 g
307	Sumpango	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
308	Tacaná	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
309	Tactic	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
310	Tajumulco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
311	Tamahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
312	Taxisco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
313	Tecpán Guatemala	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
314	Tectitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
315	Teculután	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
316	Tejutla	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
317	Tiquisate	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
318	Todos Santos Cuchumatanes	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Continuación de anexo 1.

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{er}	S _{ir}
319	Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
320	Tucurú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
321	Unión Cantinil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
322	Uspantán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
323	Usumatlán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
324	Villa Canales	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
325	Villa Nueva	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
326	Yepocapa	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
327	Yupiltepeque	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
328	Zacapa	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
329	Zacualpa	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
330	Zapotitlán	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
331	Zaragoza	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
332	Zunil	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
333	Zunilto	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g

Fuente: Agies NSE 2-10, anexo A.p.55.

Anexo 2.1. Estudios de suelos para carretera



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 151 S.S.

O.T.: 34,507

No. 2924

Interesado: Josué Absalón Galindo Escobar

Proyecto: EPS "Diseño de la Carretera y Pavimento a Morazán, El Progreso"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Morazán, El Progreso

FECHA: miércoles, 11 de marzo de 2015

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Grava con Arena Limosa Color Café

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,

Vo.Bo.



Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

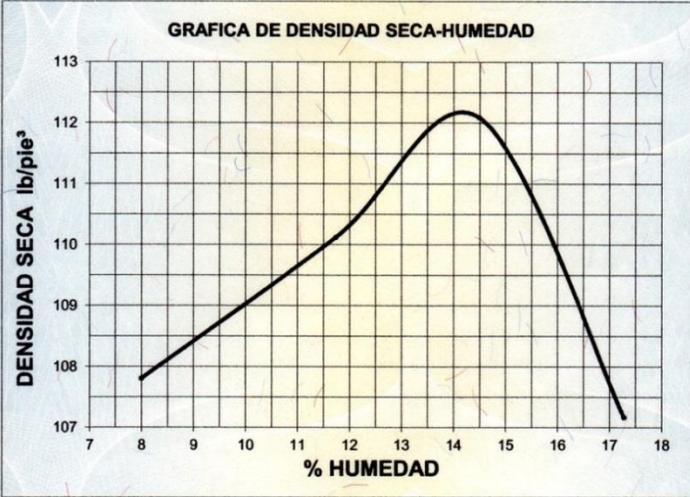
FACULTAD DE INGENIERÍA –USAC–
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 2.3. Estudios de suelos para carretera

	CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
INFORME No. 153 S.S.		O.T.: 34,507 No. 2928
Interesado: Josué Absalón Galindo Escobar	Proctor Estándar: () Norma: A.A.S.H.T.O. T-99	
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.	Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180	
Proyecto: EPS "Diseño de la Carretera y Pavimento a Morazán, El Progreso"		
Ubicación: Morazán, El Progreso		
Fecha: miércoles, 11 de marzo de 2015		

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD



% HUMEDAD	DENSIDAD SECA lb/ft³
8	107.8
9	108.8
10	109.8
11	110.8
12	111.8
13	112.5
14	112.15
15	111.5
16	110.5
17	109.5

Descripción del suelo: Grava con Arena Limosa Color Café	
Densidad seca máxima γ_d : 1,796.64 Kg/m ³ 112.15 lb/ft ³	
Humedad óptima Hop.: 14.20 %	
Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.	
Atentamente,	


Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
SECCIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Omar Enrique Médrano 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>

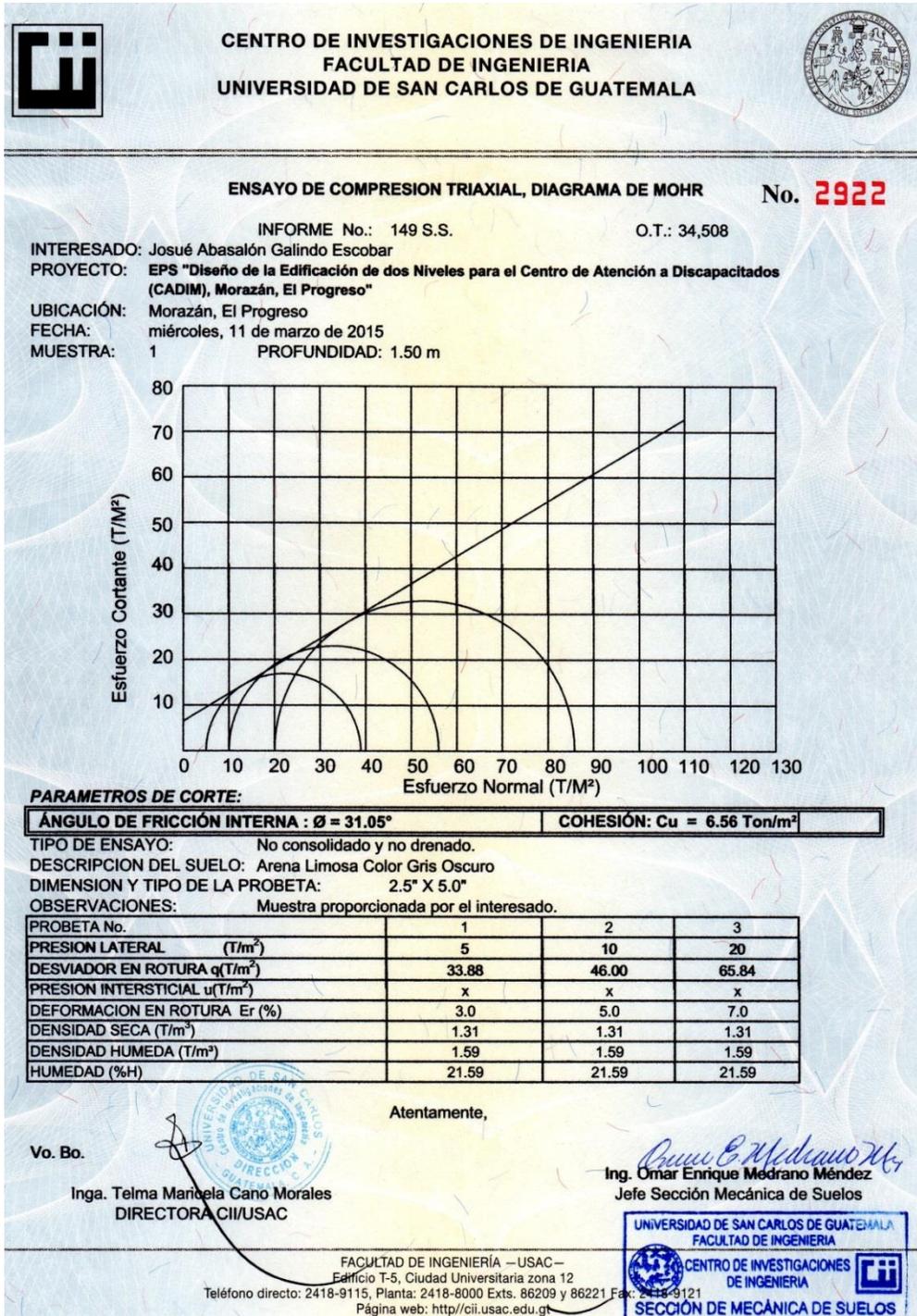
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 2.4. Estudios de suelos para carretera

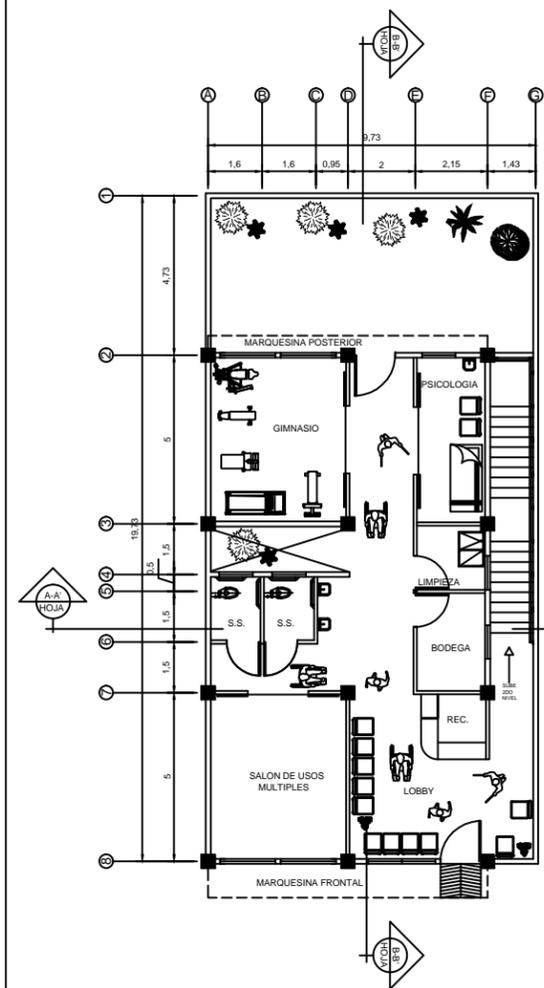


Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

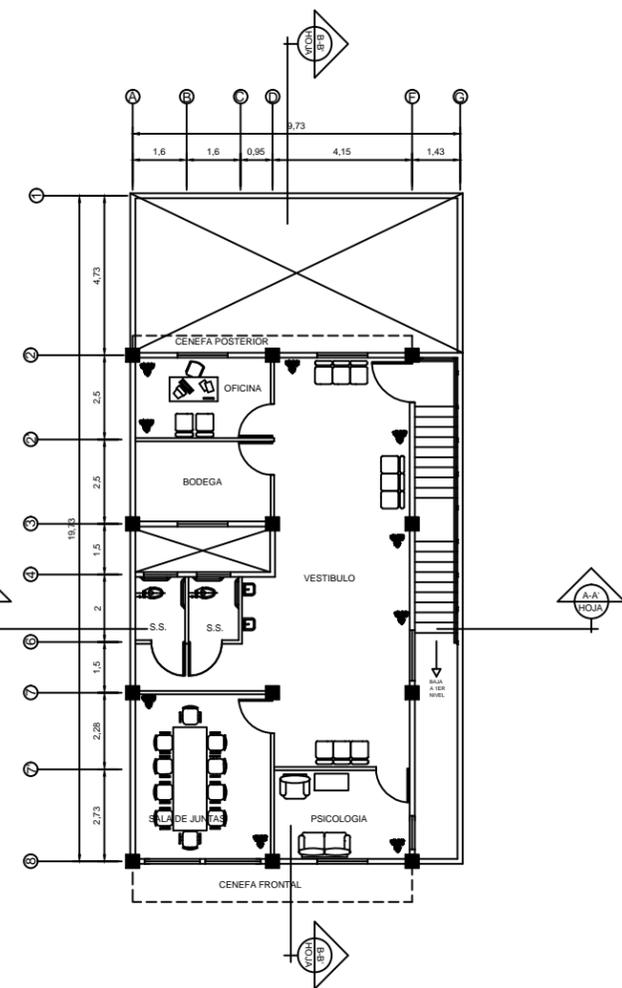
Anexo 3. Estudios de suelos para edificación



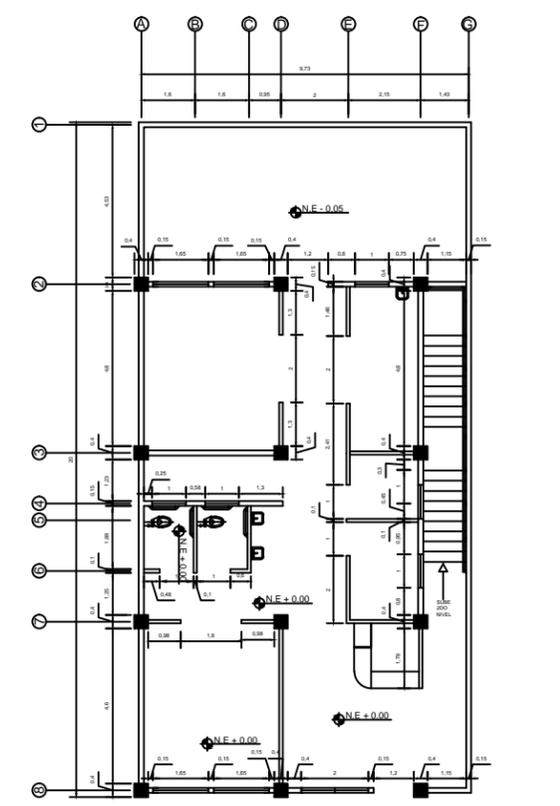
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.



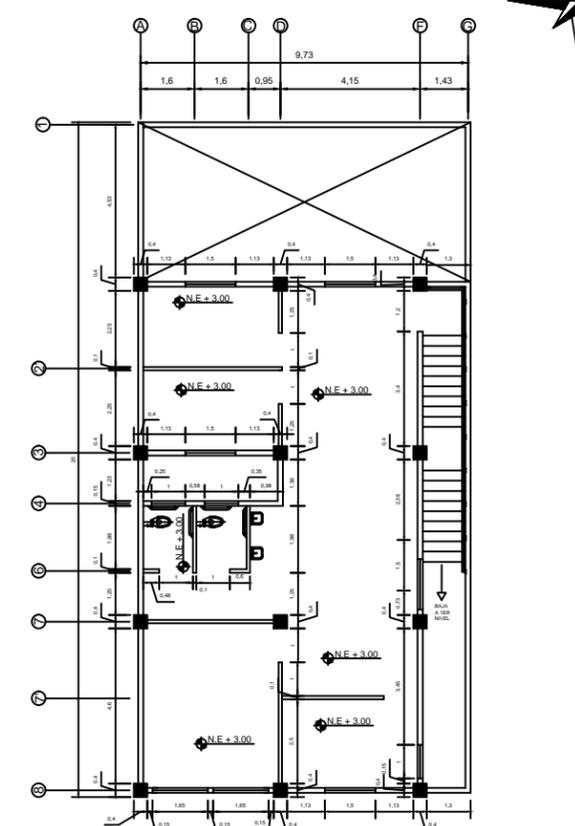
PLANTA AMUEBLADA
Planta baja Escala 1:100



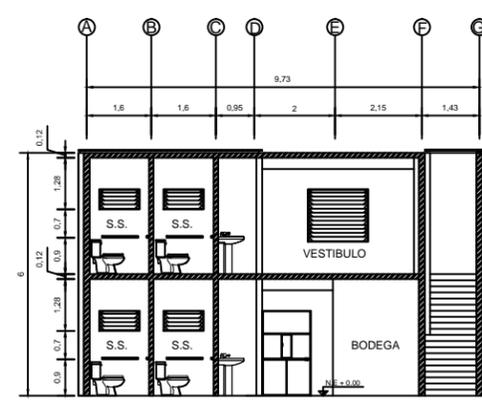
PLANTA AMUEBLADA
Planta alta Escala 1:100



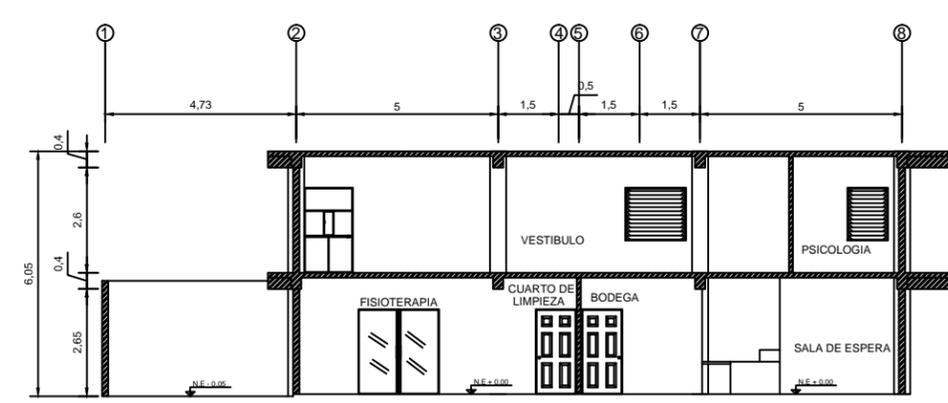
PLANTA ACOTADA
Planta baja Escala 1:100



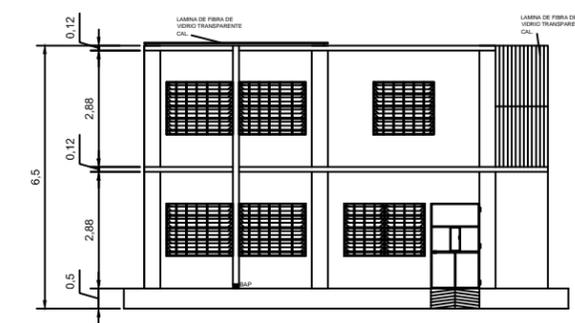
PLANTA ACOTADA
Planta alta Escala 1:100



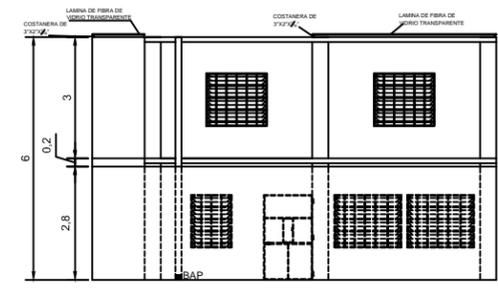
CORTE SECCIÓN A-A'
Escala 1:50



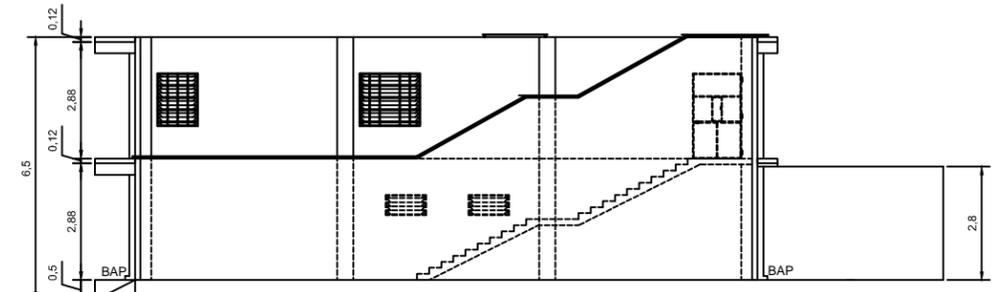
CORTE SECCIÓN B-B'
Escala 1:50



ELEVACIÓN FRONTAL
Escala 1:100

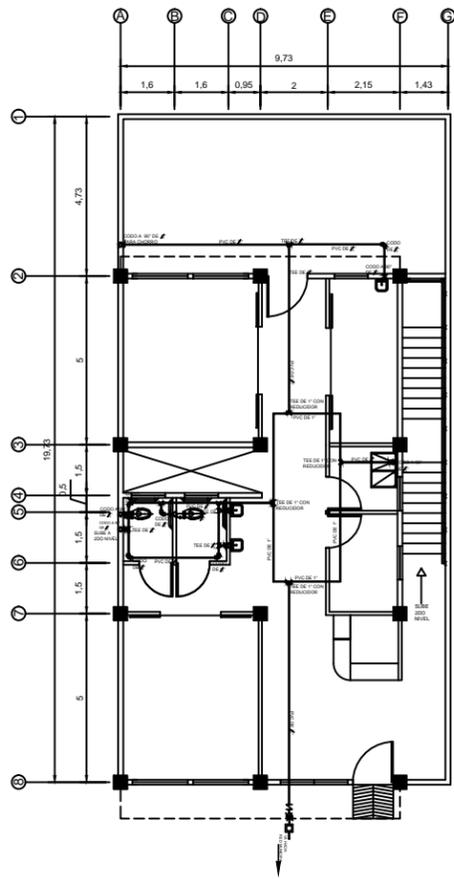


ELEVACIÓN POSTERIOR
Escala 1:100

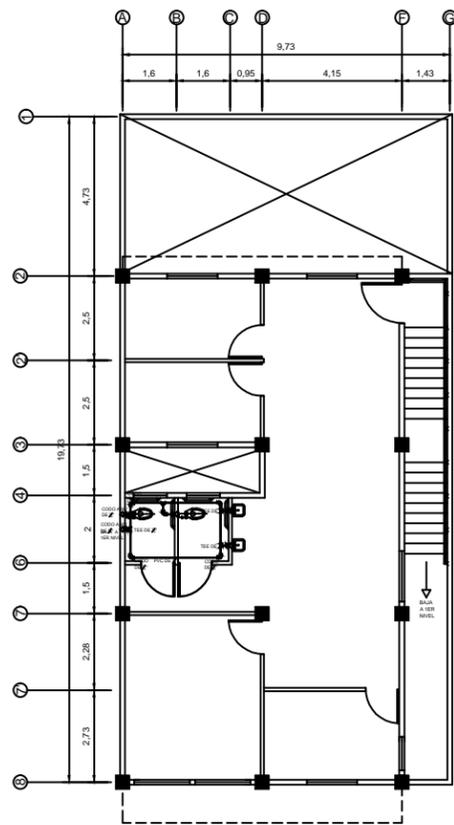


ELEVACIÓN LATERAL
Escala 1:100

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5
	PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM), MORAZÁN, EL PROGRESO.
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL SECCIONES Y FACHADAS	
DISEÑO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR CALCULO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR DIBUJO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	Fig. José María Coto ASISTOR SUPERVISOR E.P.5



PLANTA INSTALACIÓN HIDRAULICA
PLANTA BAJA Escala 1:100



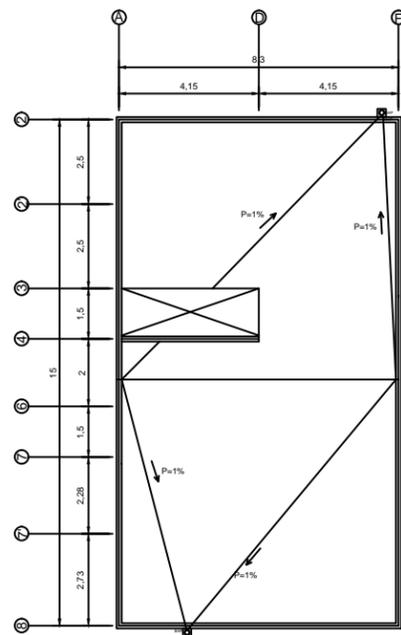
PLANTA INSTALACIÓN HIDRAULICA
PLANTA ALTA Escala 1:100

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
INSTALACIÓN HIDRAULICA**

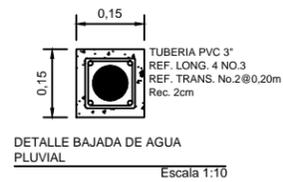
1. TODA LA TUBERIA SERÁ DE CLORURO DE POLIVINILO (P.V.C.) QUE CUMPLA CON LA NORMA ASTM D1785,BAJO CÉDULA 40,
2. EL CIRCUITO GENERAL SERÁ DE TUBERIA 1/2".
3. TODAS LAS JUNTAS DE TUBERIA, UNIONES Y CONEXIONES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA SERÁN IMPERMEABILIZADAS CUBRIENDO LA ROSCA CON CINTA DE TEFLON ANTES DE ACLOPLARLAS.
4. TODO EL CIRCUITO DEBE SER COLOCADO A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0,30 METROS BAJO EL NIVEL DE PISO TERMINADO.
5. LAS VÁLVULAS Y LLAVES DEBERÁN SER PARA 125 PSI COMO MÍNIMO TODOS LOS ACCESORIOS TENDRÁN CONTRALLAVE CROMADA DE 1/2".

DETALLE DE RED HIDRAULICA		
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	LLAVE DE CHEQUEO	1
	LLAVE DE COMPUERTA	1
	CONTADOR	1
	TUBO PVC DE 1/2"	
	CODO PVC DE 1/2" A 90° VERTICAL	13
	CODO PVC DE 1/2" A 90° HORIZONTAL	10
	TEE PVC DE 1/2" HORIZONTAL	12
	TEE PVC DE 1" CON REDUCIDOR	3

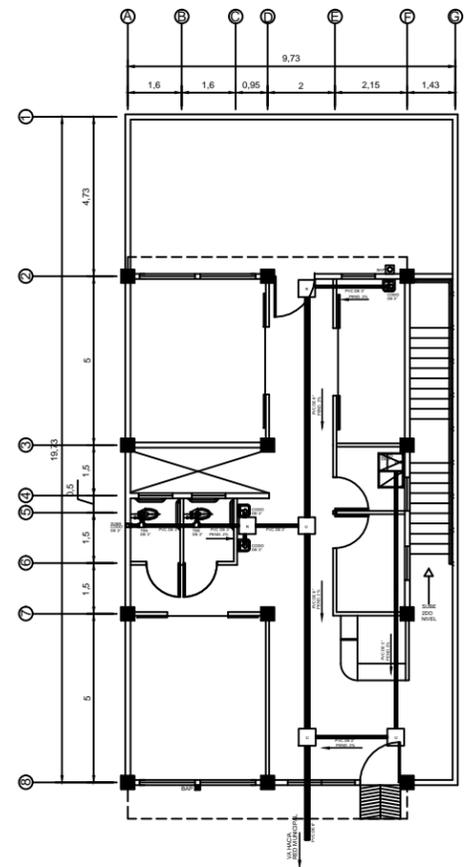
Nomenclatura Hidráulica		
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN	LOCALIZACIÓN
	LLAVE DE CHEQUEO	
	LLAVE DE COMPUERTA	
	CONTADOR	
	TUBO PVC DE 1/2"	
	CODO PVC DE 1/2" A 90° VERTICAL	
	CODO PVC DE 1/2" A 90° HORIZONTAL	
	TEE PVC DE 1/2" HORIZONTAL	
	CODO PVC DE 1/2" A 90° CON GRIFO	
	TEE PVC DE 1/2" VERTICAL	



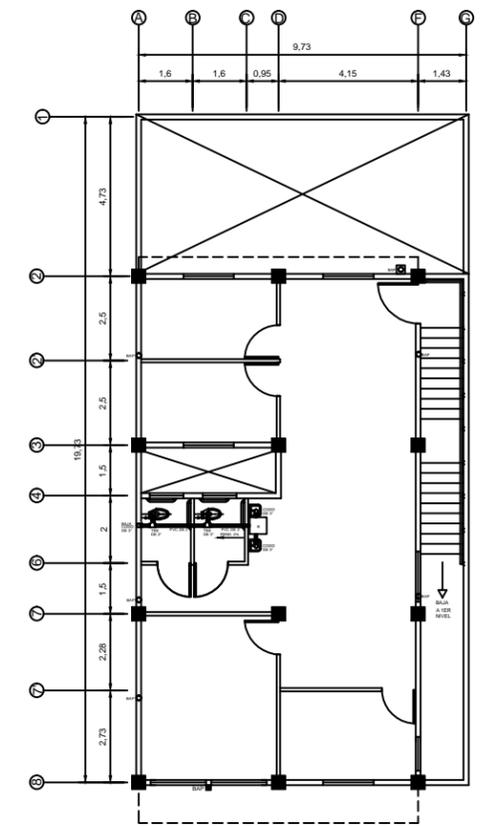
PLANTA DE PENDIENTES DE LOSAS
Escala 1:100



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5
	PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM), MORAZÁN, EL PROGRESO.
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
CONTENIDO: PLANTA INSTALACIÓN HIDRÁULICA PRIMER NIVEL PLANTA INSTALACIÓN HIDRÁULICA SEGUNDO NIVEL PLANTA DE PENDIENTES DE LOSAS	
DISEÑO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR CALCULO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR DIBUJO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	 2/7



PLANTA INSTALACIÓN DE DRENAJES
PLANTA BAJA Escala 1:100



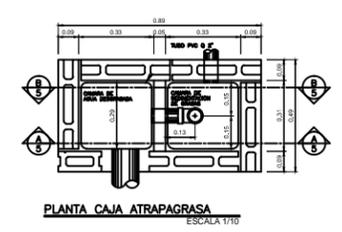
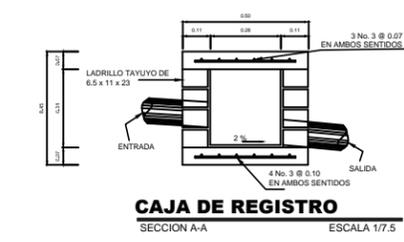
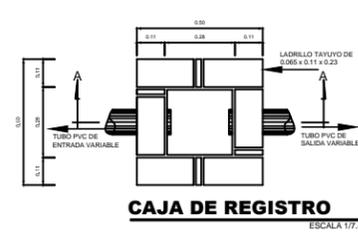
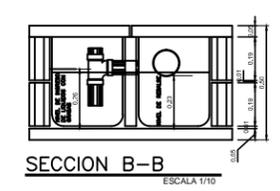
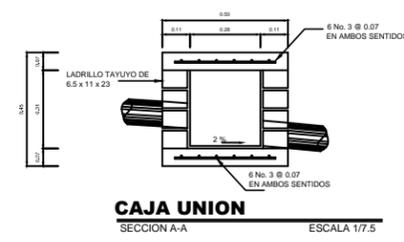
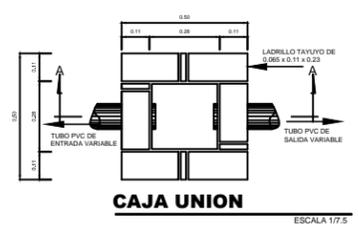
PLANTA INSTALACIÓN DE DRENAJES
PLANTA ALTA Escala 1:100

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
INSTALACIÓN SANITARIA-PLUVIAL

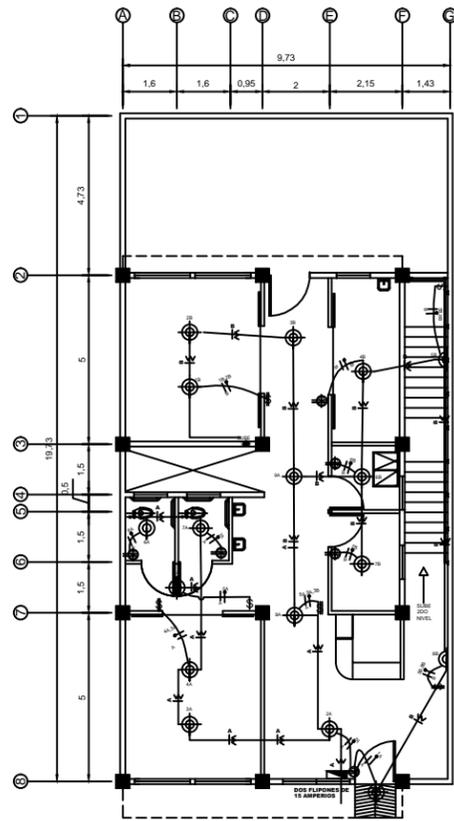
1. TODA LA TUBERIA SERÁ DE CLORURO DE POLIVINILO (P.V.C.) QUE CUMPLA CON LA NORMA ASTM D1785,BAJO CÉDULA 40.
2. TODA LA TUBERIA DEBERÁ TENER UNA PENDIENTE MINIMA DEL 2%.
3. LA INSTALACIÓN SANITARIA DEBE SER COLOCADA A UNA PROFUNDIDAD DE 0,40 METROS BAJO EL NIVEL DE PISO TERMINADO.
4. LA INSTALACIÓN SANITARIA DEBE SER COLOCADA BAJO LA INSTALACIÓN HIDRÁULICA CON UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO CON UN ESPESOR DE 0,10 METROS, EVITANDO LA CONTAMINACIÓN POR FILTRACIÓN.

Nomenclatura Drenajes		
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	LOCALIZACIÓN
	TUBO PVC Ø INDICADO	
	TUBO PVC Ø INDICADO	
	CODO PVC A 90 VERTICAL	
	CODO PVC A 90 HORIZONTAL	
	TEE PVC HORIZONTAL 3"	
	CAJA DE UNION	
	CAJA DE REGISTRO	
	INDICA SENTIDO DE PENDIENTE	

DETALLE DE RED DE DRENAJES		
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	CAJA DE UNION	3
	CAJA DE REGISTRO	3
	TEE PVC HORIZONTAL DE 3"	4
	CODO PVC A 90 HORIZONTAL DE 3"	0
	CODO PVC A 90 VERTICAL DE 6"	0
	CODO PVC A 90 VERTICAL DE 3"	12

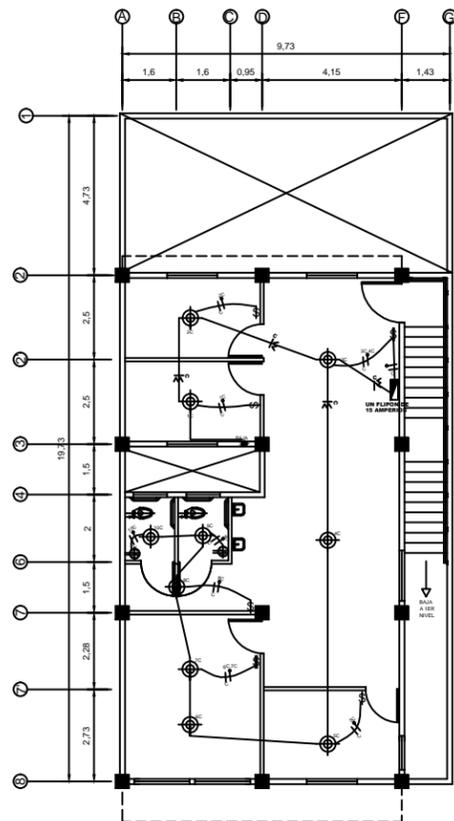


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5
	PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM), MORAZÁN, EL PROGRESO.
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
CONTENIDO: PLANTA DE INSTALACIÓN DE DRENAJES PRIMER NIVEL PLANTA DE INSTALACIÓN DE DRENAJES SEGUNDO NIVEL DETALLE DE CAJAS	
DISEÑO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR CALCULO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR DIBUJO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	3 7



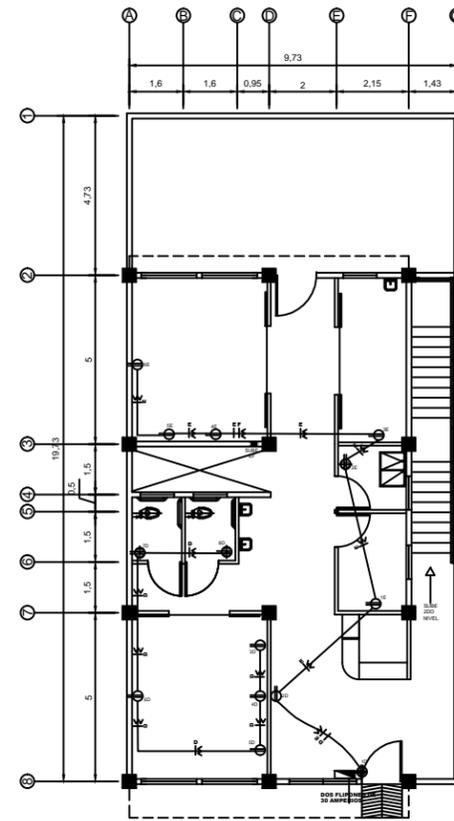
PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA
ILUMINACION PLANTA BAJA

Escala 1:100



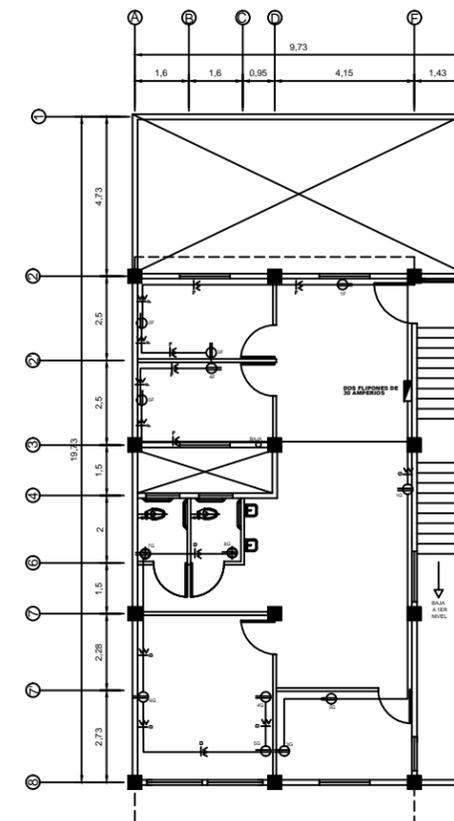
PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA
ILUMINACION PLANTA ALTA

Escala 1:100



PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA
FUERZA PLANTA BAJA

Escala 1:100



PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA
FUERZA PLANTA ALTA

Escala 1:100

Nomenclatura Electrica		
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN	LOCALIZACIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN	2.10 m. S.N.P.T.
	SALIDA PARA PLAFONERA O LAMPARA EN CIELO	CIELO
	SALIDA PARA PLAFONERA O LAMPARA EN PARED	PARED
	INTERRUPTOR SIMPLE	1.20 m. S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE	1.20 m. S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE CON TOMACORRIENTE	1.20 m. S.N.P.T.
	INTERRUPTOR THREE WAY	1.20 m. S.N.P.T.
	CONDUCTOR LINEA ACTIVA	POLIDUCTO
	CONDUCTOR NEUTRO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR RETORNO	POLIDUCTO
	PUNTE	
	POLIDUCTO PARA CIRCUITO SUBTERRANEO 3/4"	
	TOMACORRIENTE DOBLE EN MURO 110v.	0.30 m. S.N.P.T.
	CABLE PARA FUERZA (TOMACORRIENTES) CALIBRE 10	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)

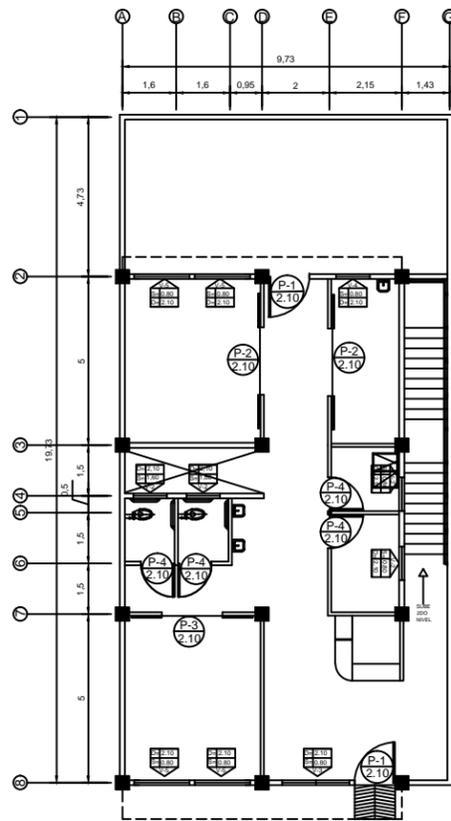
- TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 2 CIRCUITOS 120/240 VOLTIOS 60 CICLOS C.A CARGA NOMINAL DE 3060W BARRAS DE 50 AMPERIOS, FLIPONES DE 15A.
- TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 1 CIRCUITOS 120/240 VOLTIOS 60 CICLOS C.A CARGA NOMINAL DE 3060W BARRAS DE 50 AMPERIOS, FLIPONES DE 15A.
- CADA CONDUCTOR SERÁ IDENTIFICADO DE ACUERDO A LOS SIGUIENTES COLORES: POSITIVO=ROJO, NEGATIVO=NEGRO, RETORNO=BLANCO.
- EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERÁ THW No.12 AWG.
- LA TUBERIA A UTILIZAR SERÁ POLIDUCTO ELÉCTRICO DE 3/4".
- TUBERIA DE ACOMETIDA HG DE 1 1/2", LONGITUD L=4m + CODO DE 1 1/2" A 90° + ACCESORIO DE ENTRADA.

Nomenclatura Electrica		
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN	LOCALIZACIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN	2.10 m. S.N.P.T.
	SALIDA PARA PLAFONERA O LAMPARA EN CIELO	CIELO
	SALIDA PARA PLAFONERA O LAMPARA EN PARED	PARED
	INTERRUPTOR SIMPLE	1.20 m. S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE	1.20 m. S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE CON TOMACORRIENTE	1.20 m. S.N.P.T.
	INTERRUPTOR THREE WAY	1.20 m. S.N.P.T.
	CONDUCTOR LINEA ACTIVA	POLIDUCTO
	CONDUCTOR NEUTRO	POLIDUCTO
	CONDUCTOR RETORNO	POLIDUCTO
	PUNTE	
	POLIDUCTO PARA CIRCUITO SUBTERRANEO 3/4"	
	TOMACORRIENTE DOBLE EN MURO 110v.	0.30 m. S.N.P.T.
	CABLE PARA FUERZA (TOMACORRIENTES) CALIBRE 10	

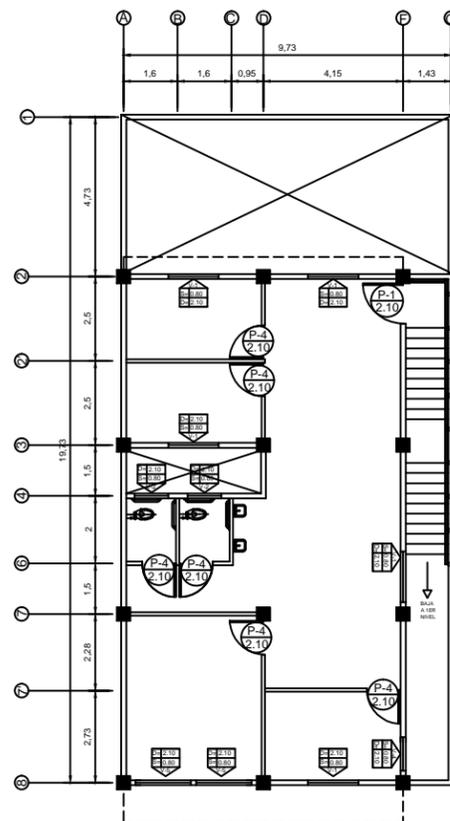
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)

- TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 2 CIRCUITOS 120/240 VOLTIOS 60 CICLOS C.A CARGA NOMINAL DE 3060W BARRAS DE 50 AMPERIOS, FLIPONES DE 30A.
- TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 2 CIRCUITOS 120/240 VOLTIOS 60 CICLOS C.A CARGA NOMINAL DE 3060W BARRAS DE 50 AMPERIOS, FLIPONES DE 30A.
- CADA CONDUCTOR SERÁ IDENTIFICADO DE ACUERDO A LOS SIGUIENTES COLORES: POSITIVO=ROJO, NEGATIVO=NEGRO.
- EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERÁ THW No.12 AWG.
- LA TUBERIA A UTILIZAR SERÁ POLIDUCTO ELÉCTRICO DE 3/4".
- LOS TOMACORRIENTES SERÁN COLOCADOS A UNA ALTURA DE 0,30 METROS SOBRE EL NIVEL DE PISO TERMINADO.

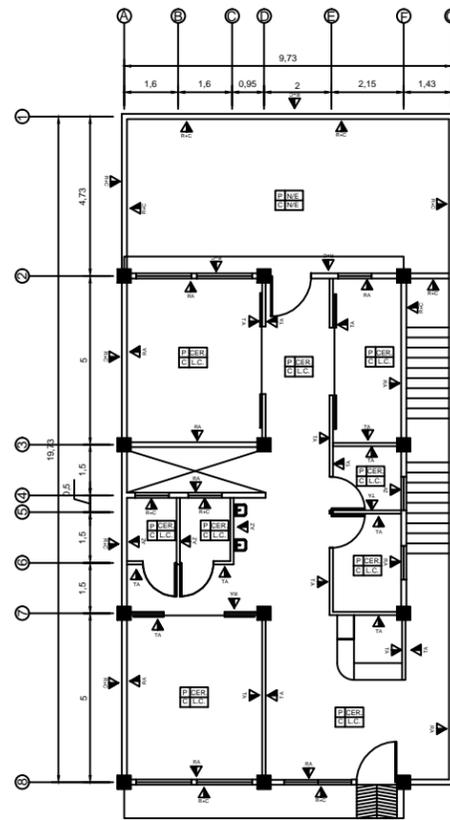
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5
	PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM), MORAZÁN, EL PROGRESO.
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
CONTENIDO: PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA (ILUMINACIÓN) PRIMER NIVEL PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA (ILUMINACIÓN) SEGUNDO NIVEL PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA (FUERZA) PRIMER NIVEL PLANTA INSTALACIÓN ELECTRICA (FUERZA) SEGUNDO NIVEL	
DISEÑO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR CALCULO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR DIBUJO: JOSUÉ ABBALÓN GAUNDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	4 7



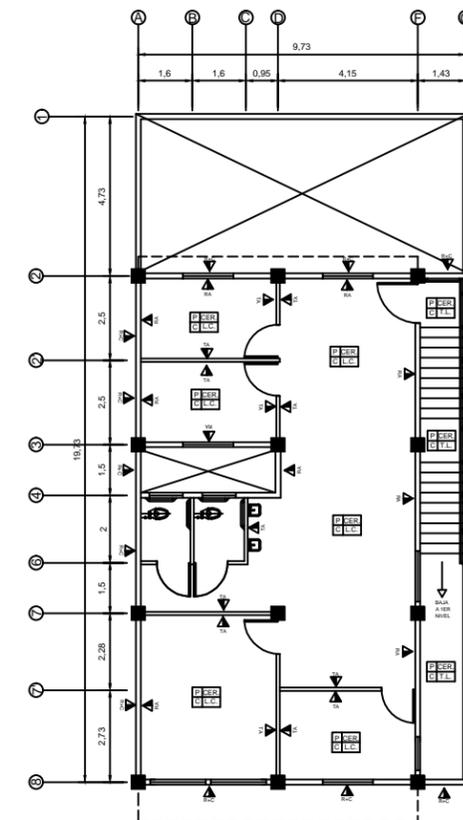
PLANTA DE DETALLES -PUERTAS Y VENTANAS-
Planta baja Escala 1:100



PLANTA DE DETALLES -PUERTAS Y VENTANAS-
Planta alta Escala 1:100



PLANTA DE ACABADOS
Planta baja Escala 1:100



PLANTA DE ACABADOS
Planta alta Escala 1:100

Simbolo	Significado
RA	Muro con alisado
TA	Muro tablayeso alisado
R+C	Muro con repello+cernido
AZ	Azulejo h=1.20m
P CER O.A.D	Piso cerámico o antiderrapante
L.C. o T.S.	Losas de concreto o techo de lámina.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS VENTANAS Y PUERTAS

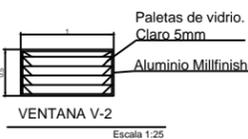
- EL VIDRIO SERÁ OPACO EN LAS VENTANAS DE SERVICIOS SANITARIOS.
- LA HOLGURA ENTRE LAS PUERTAS Y EL PISO DEBERÁ SER UNIFORME Y DE MEDIO CENTIMETRO.
- LAS CHAPAS Y BISAGRAS DEBERÁN SER DE PRIMERA CALIDAD.
- LAS MANIJAS DEBERAN ESTAR A UNA ALTURA MÁXIMA DE 0,90 METROS.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ACABADOS

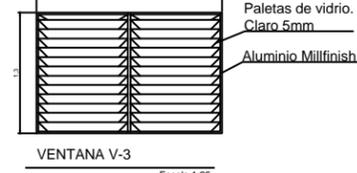
- SE DEBERÁ APLICAR UNA CAPA DE REPELLO DE 3mm A TODA LA ESTRUCTURA.
- COMO REEMPLAZO DE CERNIDO Y ALISADO SE DEBERÁ APLICAR SOBRE LA CAPA DE REPELLO UNA CAPA DE 5mm DE PRODUCTO PREDOSIFICADO Y PREMEZCLADO EN SECO COMPUESTO DE AGREGADOS FINOS, CAL, CEMENTO Y ADITIVOS, CONOCIDO COMO MONOCAPA.
- PARA EL COLOCADO DE PISO CERAMICO EN EL PRIMER NIVEL SE DEBERÁ APLICAR Y COMPACTAR UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO DE UN ESPESOR MINIMO DE 0,05m.



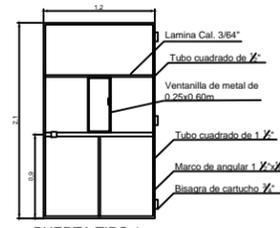
VENTANA V-1 Escala 1:25



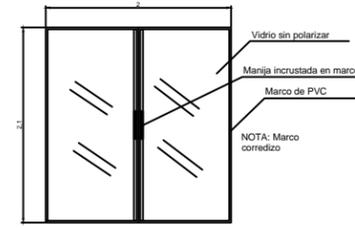
VENTANA V-2 Escala 1:25



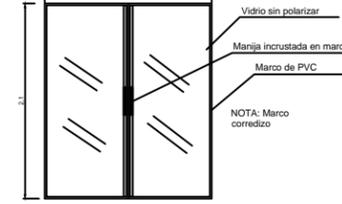
VENTANA V-3 Escala 1:25



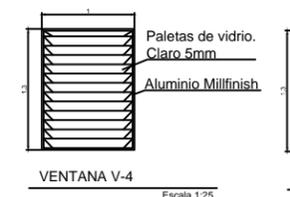
PUERTA TIPO 1 Escala 1:25



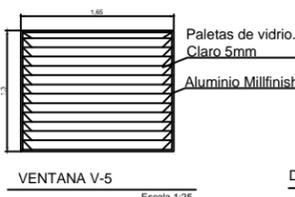
PUERTA TIPO 2 Escala 1:25



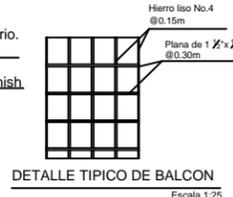
PUERTA TIPO 3 Escala 1:25



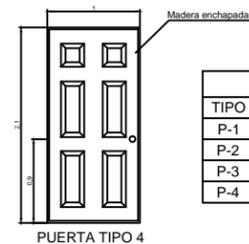
VENTANA V-4 Escala 1:25



VENTANA V-5 Escala 1:25



DETALLE TIPICO DE BALCON Escala 1:25



PUERTA TIPO 4 Escala 1:25

PLANILLA DE PUERTAS					
TIPO	ANCHO	DINTEL	UNIDADES	MATERIAL	
P-1	1,20	2,10	3	METAL	
P-2	2	2,10	2	VIDRIO+MARCO DE PVC CORREDIZO	
P-3	1,80	2,10	1	VIDRIO+MARCO DE PVC CORREDIZO	
P-4	1	2,10	10	MADERA ENCHAPADA	

PLANILLA DE VENTANAS						
TIPO	ANCHO	SILLAR	DINTEL	UNIDADES	ALTURA	MATERIAL
V-1	1,50	0,80	2,10	5	1,30	VIDRIO CLARO DE 5mm+ ALUMINIO MILLIFINISH+BALCON
V-2	1	1,60	2,10	6	0,5	VIDRIO CLARO DE 5mm+ ALUMINIO MILLIFINISH
V-3	2	0,80	2,10	1	1,30	VIDRIO CLARO DE 5mm+ ALUMINIO MILLIFINISH+BALCON
V-4	1	0,80	2,10	2	1,30	VIDRIO CLARO DE 5mm+ ALUMINIO MILLIFINISH+BALCON
V-5	1,65	0,80	2,10	6	1,30	VIDRIO CLARO DE 5mm+ ALUMINIO MILLIFINISH+BALCON

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5

PROYECTO:
DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM), MORAZÁN, EL PROGRESO.

LUGAR: CABECERA MUNICIPAL
MUNICIPIO: MORAZÁN
DEPARTAMENTO: EL PROGRESO

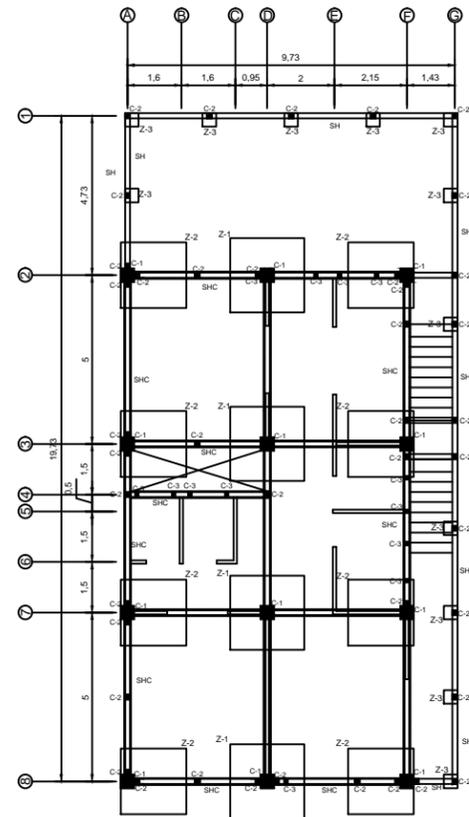
CONTENIDO:
PLANTA DETALLES PUERTAS Y VENTANAS PRIMER NIVEL
PLANTA DETALLES PUERTAS Y VENTANAS SEGUNDO NIVEL
PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL
PLANTA DE ACABADOS SEGUNDO NIVEL

DISENYO: JOSUÉ ABBASLÓN GAUNDO ESCOBAR
CALCULO: JOSUÉ ABBASLÓN GAUNDO ESCOBAR
DIRIGIDO: JOSUÉ ABBASLÓN GAUNDO ESCOBAR
ESCALA: INDICADA

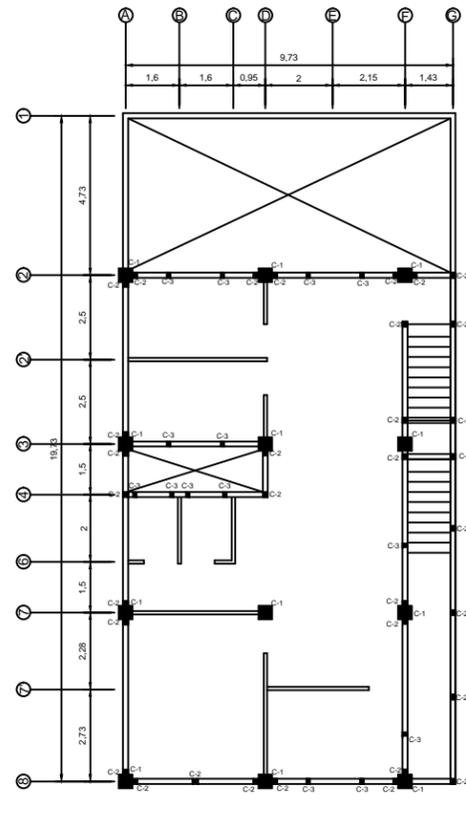
5
7

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

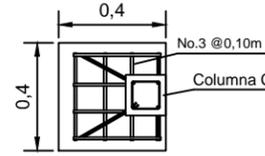
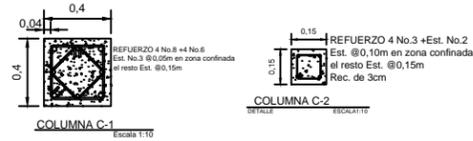
1. EL CONCRETO DEBERÁ TENER UN $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
2. EL AGREGADO GRUESO DEBERÁ TENER UN DIAMETRO DE 1/2".
3. EL ACERO DEBERÁ TENER UN $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.



PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS
PLANTA BAJA Escala 1:100



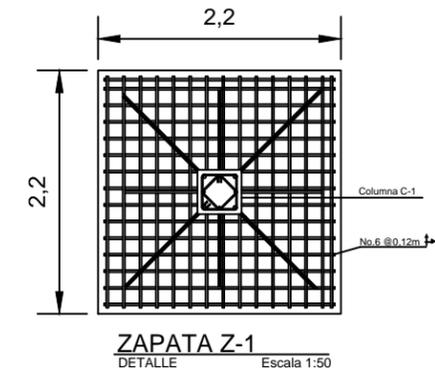
PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS
PLANTA ALTA Escala 1:100



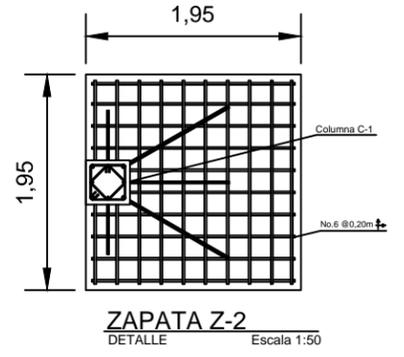
ZAPATA Z-3
DETALLE Escala 1:20



SOLERA HIDRÓFUGA-CIMIENTO
DETALLE ESCALA 1:10



ZAPATA Z-1
DETALLE Escala 1:50



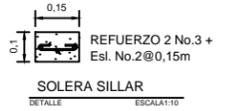
ZAPATA Z-2
DETALLE Escala 1:50



SOLERA HIDRÓFUGA
DETALLE ESCALA 1:10



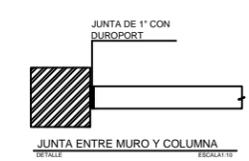
SOLERA INTERMEDIA TIPO U
DETALLE ESCALA 1:10



SOLERA SILLAR
DETALLE ESCALA 1:10



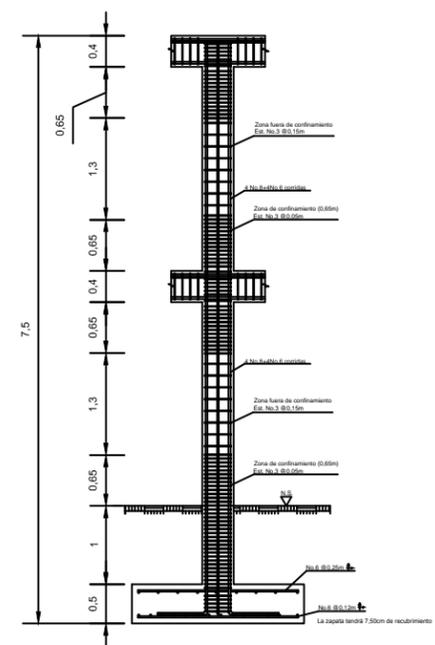
SOLERA DINTEL
DETALLE ESCALA 1:10



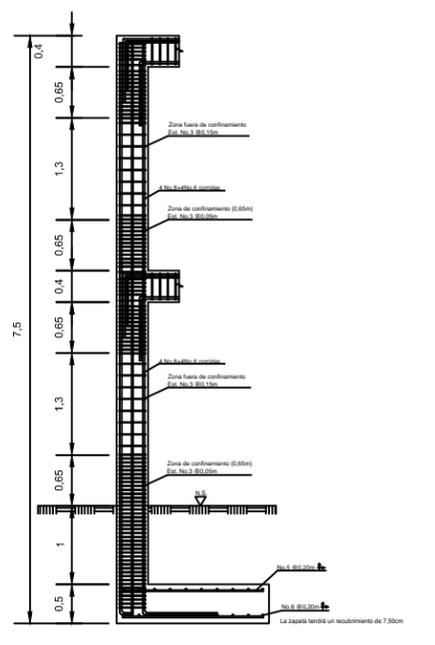
JUNTA ENTRE MURO Y COLUMNA
DETALLE ESCALA 1:10



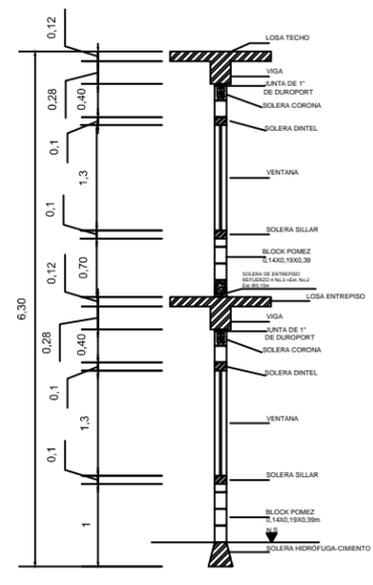
JUNTA ENTRE MURO Y VIGA
DETALLE ESCALA 1:10



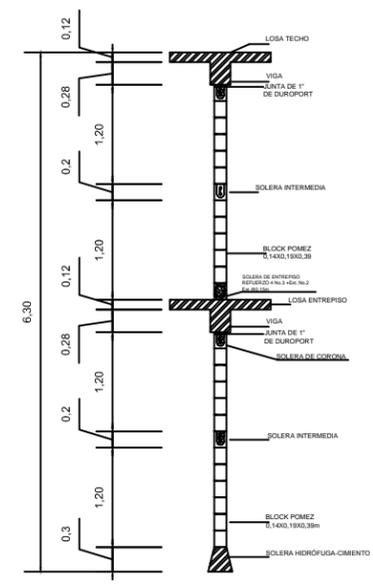
SECCIÓN DE COLUMNA INTERMEDIA C-1
DETALLE Escala 1:50



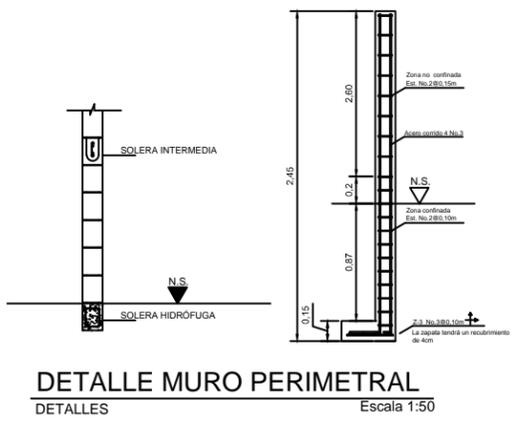
SECCIÓN DE COLUMNA DE BORDE C-1
DETALLES Escala 1:50



MURO-VENTANA
DETALLES Escala 1:50



MURO TÍPICO
DETALLES Escala 1:50

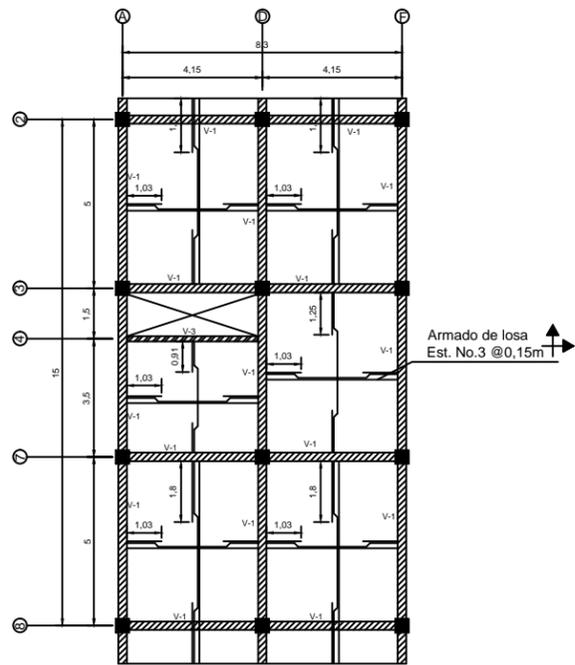


DETALLE MURO PERIMETRAL
DETALLES Escala 1:50

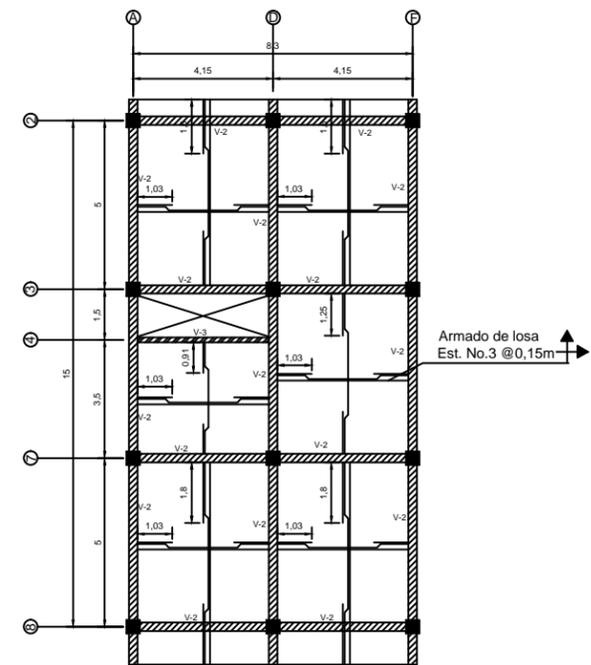
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5
	PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM), MORAZÁN, EL PROGRESO.
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS + DETALLES PRIMER NIVEL PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS + DETALLES SEGUNDO NIVEL DETALLE DE SECCIÓN DE COLUMNAS DETALLE DE SECCIÓN DE MUROS + DETALLES
DISEÑO: JOSUÉ ABAJÓN GAUNDO ESCOBAR CÁLCULO: JOSUÉ ABAJÓN GAUNDO ESCOBAR DIBUJO: JOSUÉ ABAJÓN GAUNDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	6/7 Ing. Juan María Coto ASISTENTE SUPERVISOR E.P.5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

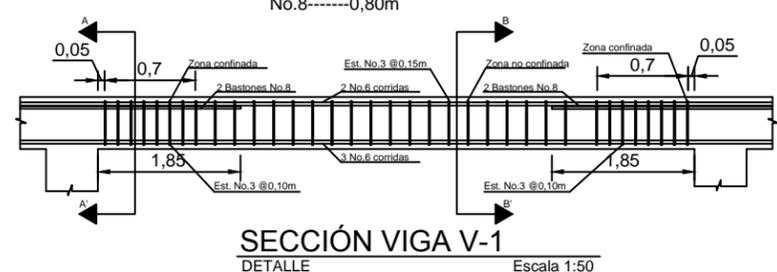
1. EL CONCRETO DEBERÁ TENER UN $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
2. EL AGREGADO GRUESO DEBERÁ TENER UN DIAMETRO DE $1/2"$.
3. EL ACERO DEBERÁ TENER UN $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.
4. LONGITUDES DE DESARROLLO (L_d) DE VARILLAS SUJETAS A TENSIÓN Y TRASLAPES=
No.3-----0,30m
No.4-----0,30m
No.6-----0,60m
No.8-----0,80m



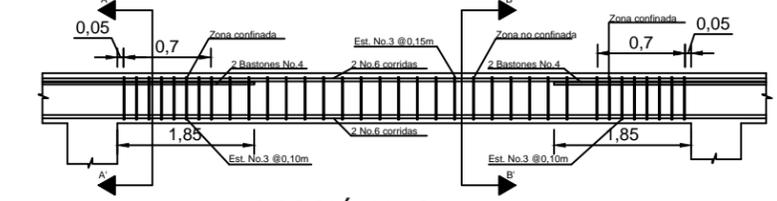
PLANTA DE VIGAS Y LOSA
Planta baja Escala 1:100



PLANTA DE VIGAS Y LOSA
Planta alta Escala 1:100



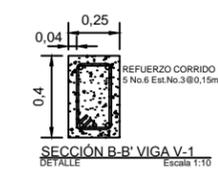
SECCIÓN VIGA V-1
DETALLE Escala 1:50



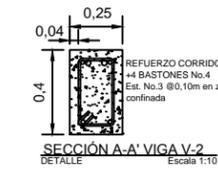
SECCIÓN VIGA V-2
DETALLE Escala 1:50



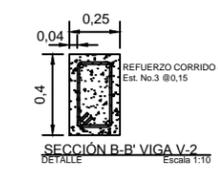
SECCIÓN A-A' VIGA V-1
DETALLE Escala 1:10



SECCIÓN B-B' VIGA V-1
DETALLE Escala 1:10



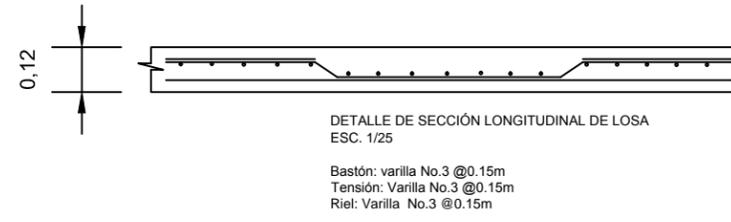
SECCIÓN A-A' VIGA V-2
DETALLE Escala 1:10



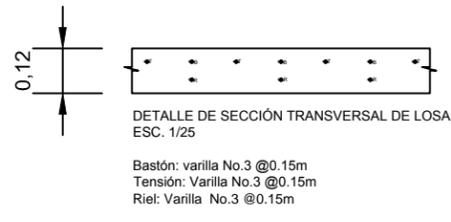
SECCIÓN B-B' VIGA V-2
DETALLE Escala 1:10



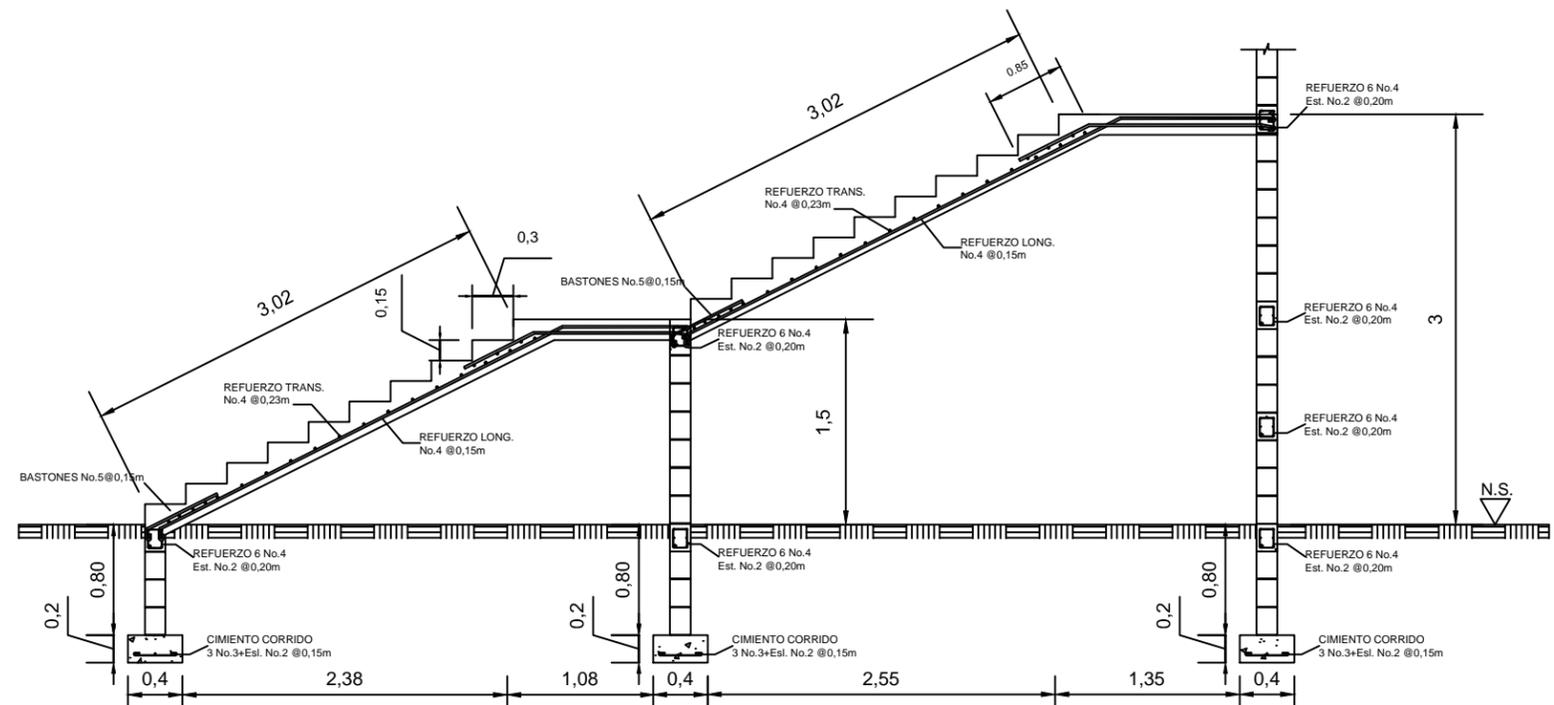
VIGA V-3
DETALLE Escala 1:10



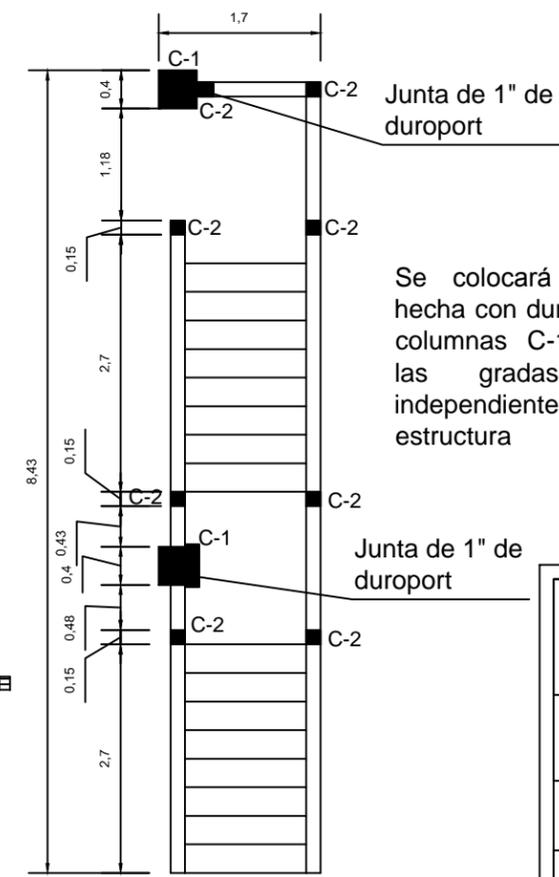
DETALLE DE SECCIÓN LONGITUDINAL DE LOSA
ESC. 1/25
Bastón: varilla No.3 @0,15m
Tensión: Varilla No.3 @0,15m
Riel: Varilla No.3 @0,15m



DETALLE DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOSA
ESC. 1/25
Bastón: varilla No.3 @0,15m
Tensión: Varilla No.3 @0,15m
Riel: Varilla No.3 @0,15m

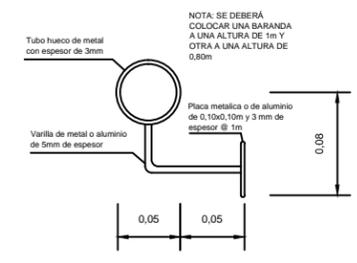


PERFÍL GRADAS
DETALLES Escala 1:50



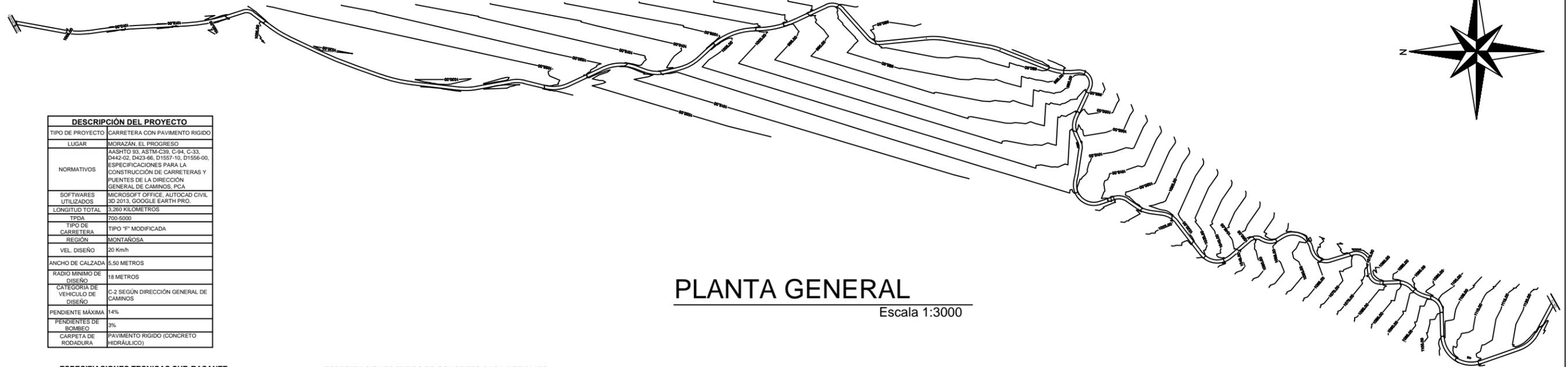
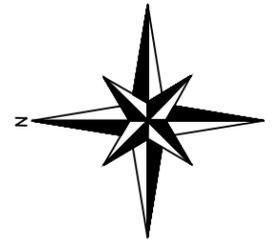
PLANTA GRADAS
DETALLES Escala 1:50

Se colocará una junta hecha con duroport en las columnas C-1 para que las gradas trabajen independientemente de la estructura



BARANDA EN ESCALERAS
DETALLE ESCALA 1:5

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5
	PROYECTO: DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO DE ATENCIÓN A DISCAPACITADOS (CADIM), MORAZÁN, EL PROGRESO.
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	CONTENIDO: PLANTA DE VIGAS Y LOSA PRIMER NIVEL + DETALLES PLANTA DE VIGAS Y LOSAS SEGUNDO NIVEL + DETALLES PERFIL DE ESCALERAS + DETALLES PLANTA DE ESCALERAS + DETALLES
DISEÑO: JOSUÉ ABRILÓN GAUNDO ESCOBAR CALCULO: JOSUÉ ABRILÓN GAUNDO ESCOBAR DIBUJO: JOSUÉ ABRILÓN GAUNDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	Esc. Juan María Coto ASISTOR SUPERVISOR E.P.5



DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	
TIPO DE PROYECTO	CARRETERA CON PAVIMENTO RIGIDO
LUGAR	MORAZÁN, EL PROGRESO
NORMATIVOS	ASHTO 93, ASTM C83, C-94, C-33, D442-02, D423-66, D1557-10, D1556-00, ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, PZA
SOFTWARES UTILIZADOS	MICROSOFT OFFICE, AUTOCAD CIVIL 3D 2013, GOOGLE EARTH PRO.
LONGITUD TOTAL	3,260 KILOMETROS
TPDA	700-5000
TIPO DE CARRETERA	TIPO "F" MODIFICADA
REGIÓN	MONAÑOSA
VEL. DISEÑO	20 Km/h
ANCHO DE CALZADA	5.50 METROS
RADIO MINIMO DE DISEÑO	18 METROS
CATEGORIA DE VEHICULO DE DISEÑO	C-2 SEGÚN DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS
PENDIENTE MÁXIMA	14%
PENDIENTES DE BOMBEO	3%
CARPETA DE RODADURA	PAVIMENTO RIGIDO (CONCRETO HIDRÁULICO)

PLANTA GENERAL

Escala 1:3000

ESPECIFICACIONES TECNICAS SUB-RASANTE

- SE DEBERÁ ELIMINAR TODO MATERIAL DE DESECHO EXISTENTE SOBRE EL ÁREA DE LA SUB-RASANTE PARA UN ADECUADO REACONDICIONAMIENTO ASI COMO LA MEZCLA, HOMOGENEIZACIÓN, HUMEDECIMIENTO CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LA CAPA DE SUB-RASANTE EFECTUANDO CORTES Y RELLENOS EN UN ESPESOR NO MAYOR DE 200mm.
- CUANDO EN LA SUB-RASANTE APAREZCAN ÁREAS CON MATERIAL INADECUADO Y REEMPLAZARLO CON MATERIAL DE PRESTAMO ADECUADO Y SE PROCEDERÁ A COMPACTAR SEGÚN LO MENCIONADO EN EL PARRAFO ANTERIOR.

ESPECIFICACIONES TECNICAS SUB-BASE

- LA CAPA DE SUB-RASANTE PUEDE CUMPLIR COMO PLATAFORMA PARA EL PAVIMENTO RIGIDO SIEMPRE Y CUANDO ESTA CUMPLA CON LO ESTIPULADO EN LA SECCIÓN 303 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.
- EL MATERIAL DEBE TENER UN VALOR SOPORTE MINIMO DE 30 EFECTUADO SOBRE MUESTRA SATURADA A 95%. EL TAMAÑO MÁXIMO DE LAS PIEDRAS QUE CONTENGA EL MATERIAL DE SUB-BASE, NO DEBE EXCEDER DE 70mm Y NO DEBE POSEER INDICE DE PLASTICIDAD MAYOR DE 6 NI UN LIMITE LIQUIDO MAYOR A 25.
- LA CAPA DE SUB-BASE NO PUEDE EXCEDER LOS 700mm DE ESPESOR Y NO DEBE SER MENOR A 100mm.
- SI LA SUB-BASE SE REALIZA CON UN MATERIAL DISTINTO A LA SUB-RASANTE DICHO MATERIAL DEBERÁ SER TENDIDO EN CAPAS NO MAYORES DE 300mm NI MENORES DE 100mm PARA LUEGO REALIZAR EL PROCESO DE HUMEDECIMIENTO Y COMPACTACIÓN DE LAS MISMAS.

ESPECIFICACIONES MOVIMIENTO DE TIERRAS

- TODA ACTIVIDAD QUE TENGA QUE VER CON MOVIMIENTO DE TIERRAS DEBERÁ REALIZARSE SEGÚN LO ESTABLECIDO EN LA SECCIÓN 201 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.

ESPECIFICACIONES CAJAS Y CABEZALES PARA DRENAJE

- SON LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO CICLÓPEO, COLOCADAS EN LOS EXTREMOS DE LOS DRENAJES TRANSVERSALES, PARA EVACUAR EL AGUA Y PROTEGER LA CARRETERA SEGÚN LA SECCIÓN 607 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.

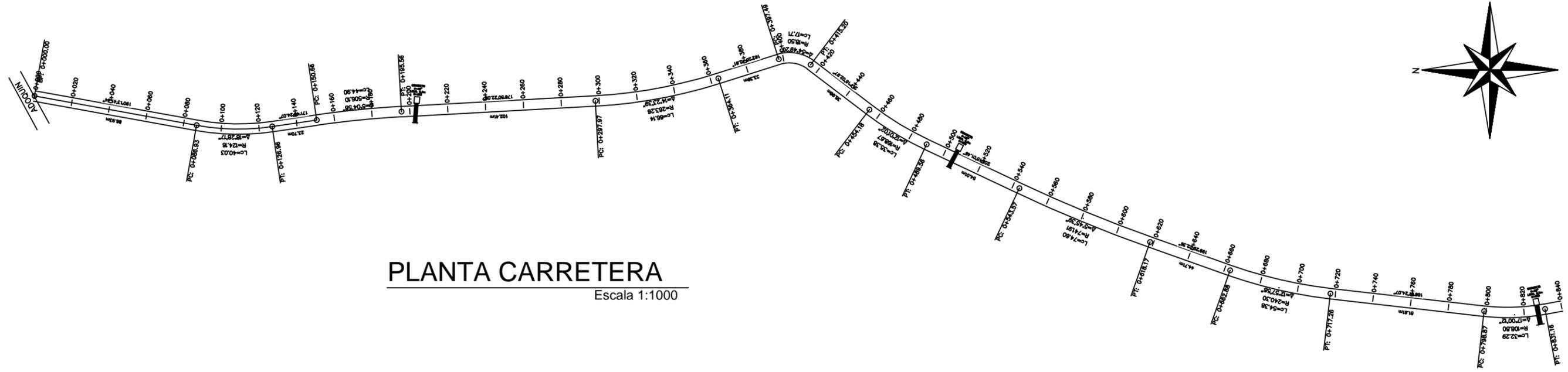
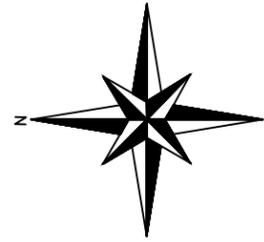
ESPECIFICACIONES TUBOS DE CONCRETO PARA DRENAJES TRANSVERSALES

- ANTES DE COLOCAR LOS TUBOS SE DEBE COMPROBAR QUE LAS ZANJAS HAN SIDO EXCAVADAS DE ACUERDO CON LOS REQUERIMIENTO EXPUESTOS EN LA SECCIÓN 205 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.
- EL ANCHO DE LA ZANJA DEBER SER EL MINIMO QUE PERMITA TRABAJAR CON LIBERTAD A LOS LADDOS DEL DRENAJE.
- LOS TUBOS SERÁN DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA Y DEBEN TENER UNA PENDIENTE MINIMA DE 1%.
- LAS PAREDES DE LAS ZANJAS DEBER QUEDAR LO MAS VERTICALES QUE SEA POSIBLE SEGÚN LO ESTIPULA LA SECCIÓN 205,06 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.

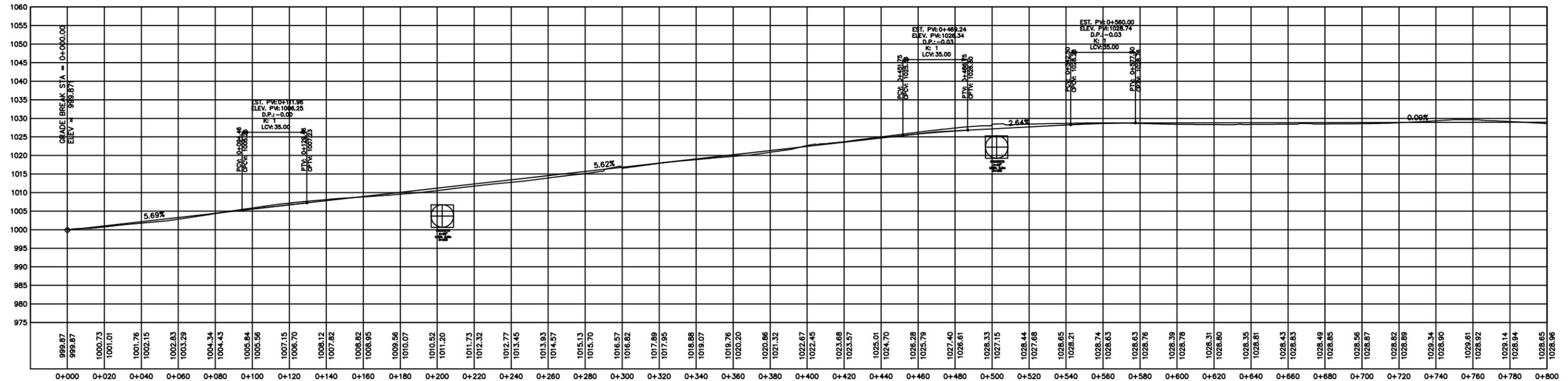
ESPECIFICACIONES TECNICAS CARPETA DE RODADURA

- EL CONCRETO HIDRÁULICO A UTILIZAR DEBE POSEER UNA RESISTENCIA DE 4 000 PSI O MAYOR, EL AGREGADO FINO DEBE CONSISTIR EN ARENA NATURAL O MANUFACTURADA COMPUESTA DE PARTICULAS DURAS Y DURABLES SIN MATERIAL ORGÁNICO O IMPUREZAS.
- EL AGREGADO GRUESO DEBE CONSISTIR EN GRAVA O PIEDRA TRITURADA PROCESADAS ADECUADAMENTE PARA FORMAR UN AGREGADO CLASIFICADO SIN EXCESO DE POLVO EN SU SUPERFICIE PARA GARANTIZAR AGARRE DURANTE EL PROCESO DE HOMOGENEIZACIÓN.
- EL PAVIMENTO SE COMPONDRÁ DE LOSAS CON UNA DIMENSION NO MAYOR A 3 METROS TANTO LONGITUDINAL COMO TRANSVERSALMENTE Y LAS JUNTAS SERÁN ASERRADAS CON UN ESPESOR DE 3mm.
- PARA UN MAYOR ENTENDIMIENTO DE LAS ESPECIFICACIONES SE DEBERÁ REVISAR LO ESTIPULADO EN LA SECCIÓN 501 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S
	PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
CONTENIDO: <h2 style="margin: 0;">PLANTA GENERAL</h2>	
DISEÑO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR CALCULO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR DIBUJO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	 Ing. José Abbalón Galindo Escobar ASISTENTE SUPERVISOR E.P.S.



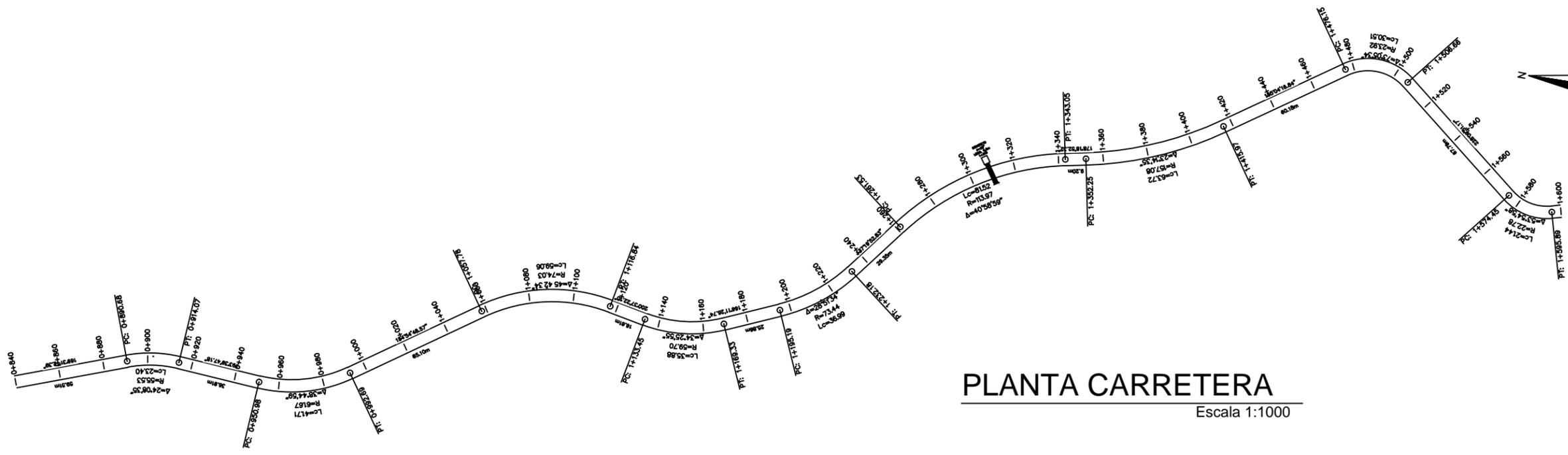
PLANTA CARRETERA
Escala 1:1000



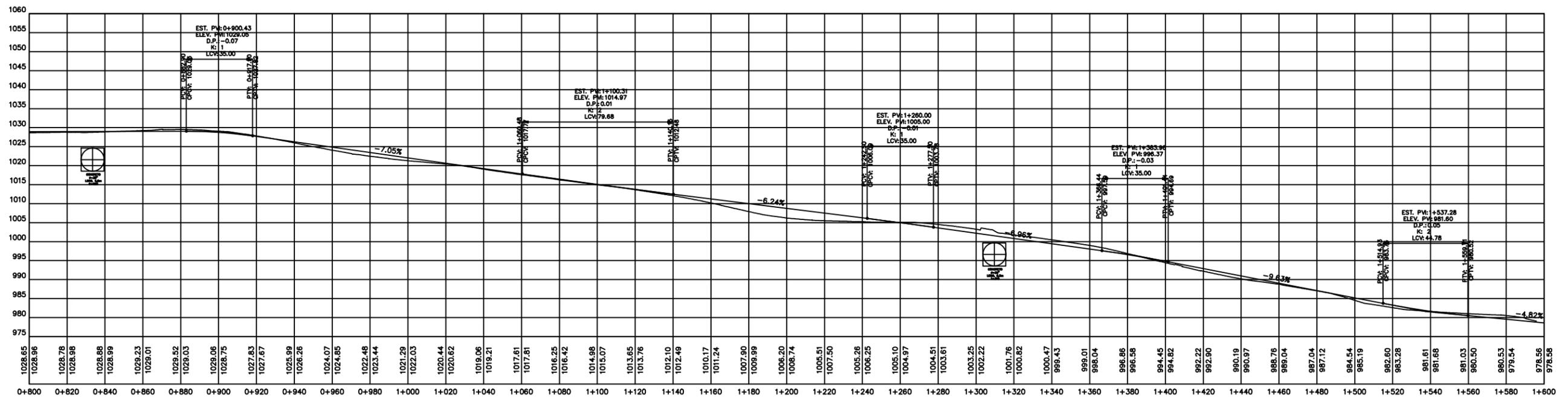
PERFÍL CARRETERA
Escala H: 1:1000
V: 1:500

TABLA DE SIMBOLOS	
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE
EST. PIV	ESTACIÓN PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
ELEV. PIV	ELEVACIÓN PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
DP.	DIFERENCIA DE PENDIENTES
K	VALOR DE DISEÑO K
LCV.	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
PCV.	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
CPCV.	COTA PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PTV.	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
CPTV.	COTA PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA DE CONCRETO Ø=30" VISTA EN PERFIL
	TUBERIA DE CONCRETO Y CAJA VISTA EN PLANTA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
Δ	DEFLEXIÓN DELTA DE CURVA HORIZONTAL

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S
	PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
PLANTA-PERFÍL EST. 0+000 - 0+800	
DISEÑO: JOSÉ ABBALÓN GAINDO ESCOBAR CALCULO: JOSÉ ABBALÓN GAINDO ESCOBAR REVISADO: JOSÉ ABBALÓN GAINDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	 ASISTENTE SUPERVISOR E.P.S



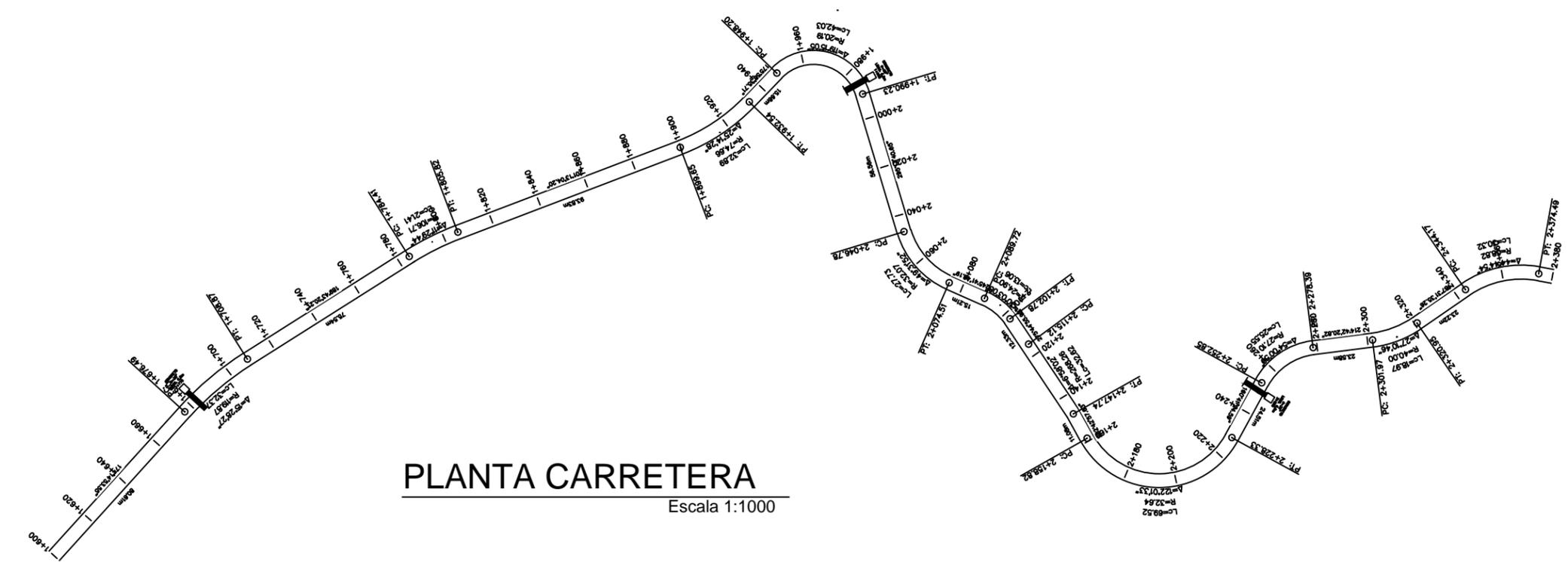
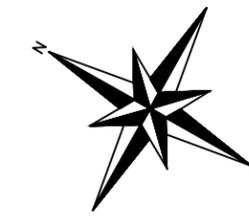
PLANTA CARRETERA
Escala 1:1000



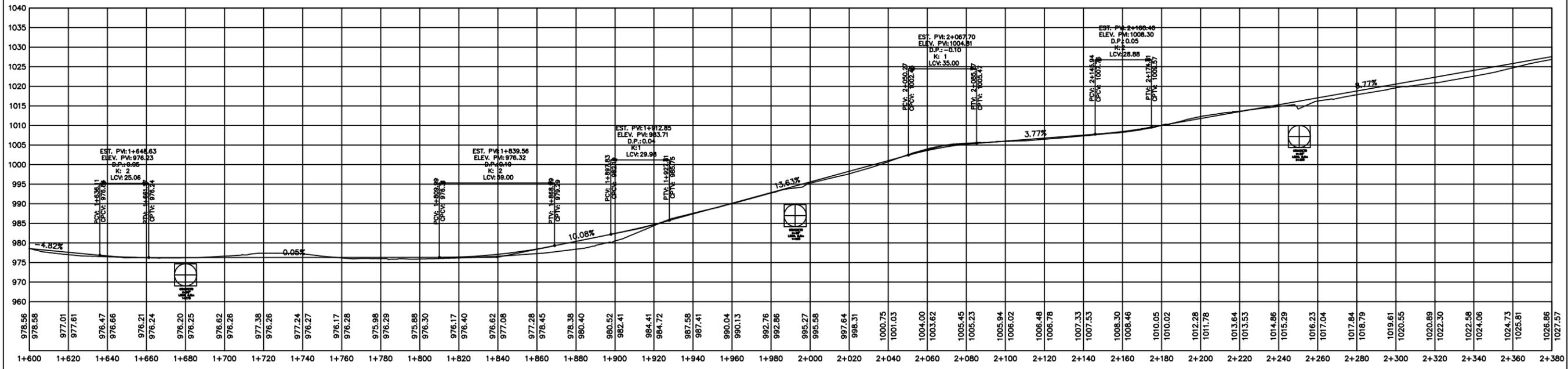
PERFÍL CARRETERA
Escala H: 1:1000
V: 1:500

TABLA DE SIMBOLOS	
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE
EST. PIV	ESTACIÓN PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
ELEV. PIV	ELEVACIÓN PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
DP.	DIFERENCIA DE PENDIENTES
K	VALOR DE DISEÑO K
LCV.	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
PCV.	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
CPCV.	COTA PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PTV.	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
CPTV.	COTA PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA DE CONCRETO Ø=30" VISTA EN PERFIL
	TUBERIA DE CONCRETO Y CAJA VISTA EN PLANTA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
Δ	DEFLEXIÓN DELTA DE CURVA HORIZONTAL

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		
	PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO		
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL	MUNICIPIO: MORAZÁN		
DEPARTAMENTO: EL PROGRESO			
CONTENIDO: PLANTA-PERFÍL EST. 0+800 - 1+600			
DISEÑO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR CALCULO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR DIBUJO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	<table border="1"> <tr> <td>3</td> </tr> <tr> <td>9</td> </tr> </table>	3	9
3			
9			



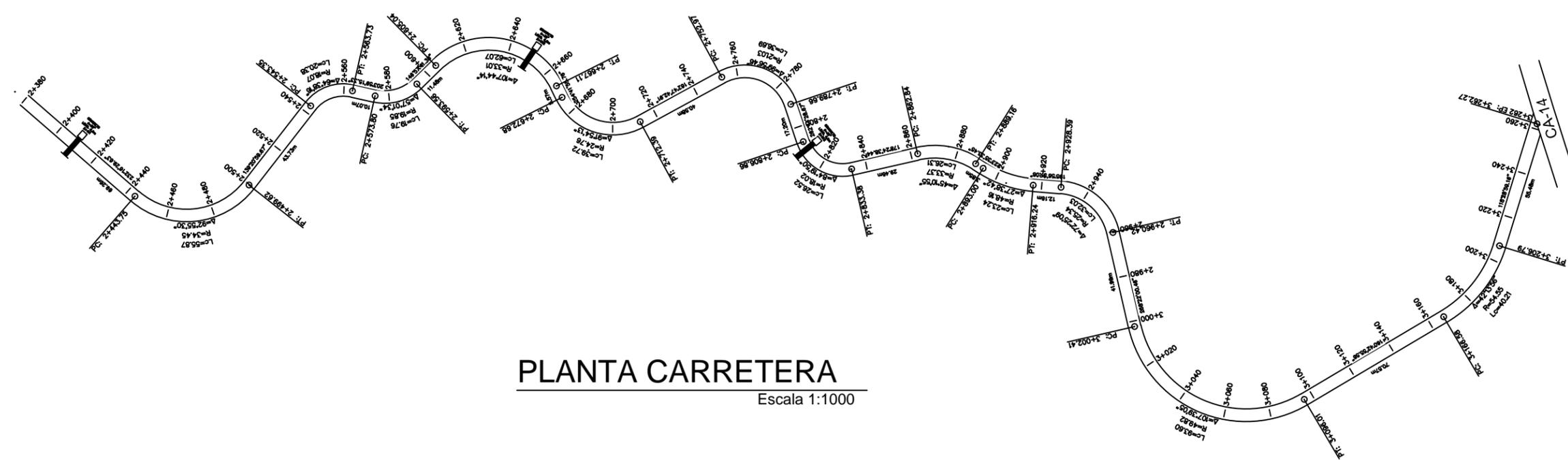
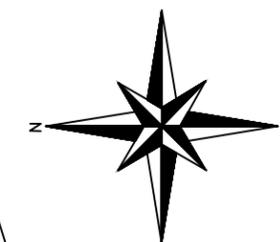
PLANTA CARRETERA
Escala 1:1000



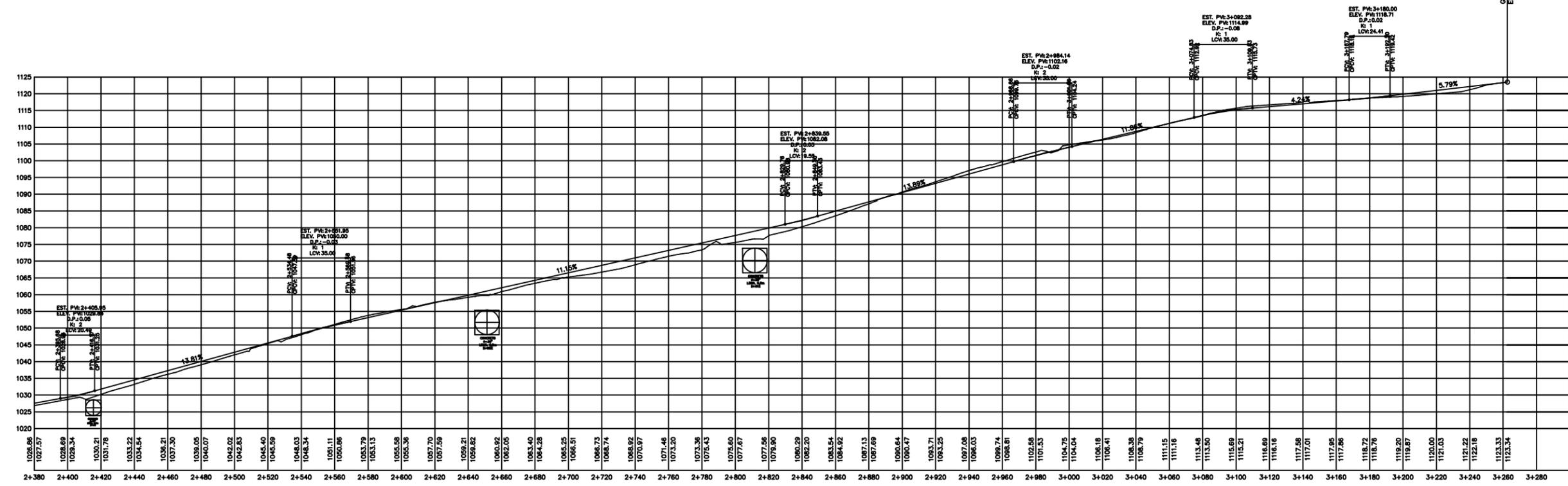
PERFÍL CARRETERA
Escala H: 1:1000
V: 1:500

TABLA DE SIMBOLOS	
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE
EST. PIV	ESTACION PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
ELEV. PIV	ELEVACION PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
DP.	DIFERENCIA DE PENDIENTES
K	VALOR DE DISEÑO K
LcV.	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
PCV.	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
CPCV.	COTA PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PTV.	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
CPTV.	COTA PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA DE CONCRETO Ø=30" VISTA EN PERFIL
	TUBERIA DE CONCRETO Y CAJA VISTA EN PLANTA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
Δ	DEFLEXION DELTA DE CURVA HORIZONTAL

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S
	PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
CONTENIDO: PLANTA-PERFÍL EST. 1+600 - 2+380	
DISEÑO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR CALCULO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR DIBUJO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	 Ing. José María Cárdenas ASISTENTE SUPERVISOR E.P.S.



PLANTA CARRETERA
Escala 1:1000



PERFÍL CARRETERA
Escala H: 1:1000
V: 1:500

TABLA DE SIMBOLOS	
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE
EST. PIV	ESTACIÓN PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
ELEV. PIV	ELEVACIÓN PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
DP.	DIFERENCIA DE PENDIENTES
K	VALOR DE DISEÑO K
LCV.	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
PCV.	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
CPCV.	COTA PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PTV.	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
CPTV.	COTA PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA DE CONCRETO Ø=30" VISTA EN PERFIL
	TUBERIA DE CONCRETO Y CAJA VISTA EN PLANTA
R	RADIO DE CURVA HORIZONTAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
Δ	DEFLEXIÓN DELTA DE CURVA HORIZONTAL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.5

PROYECTO:
DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO

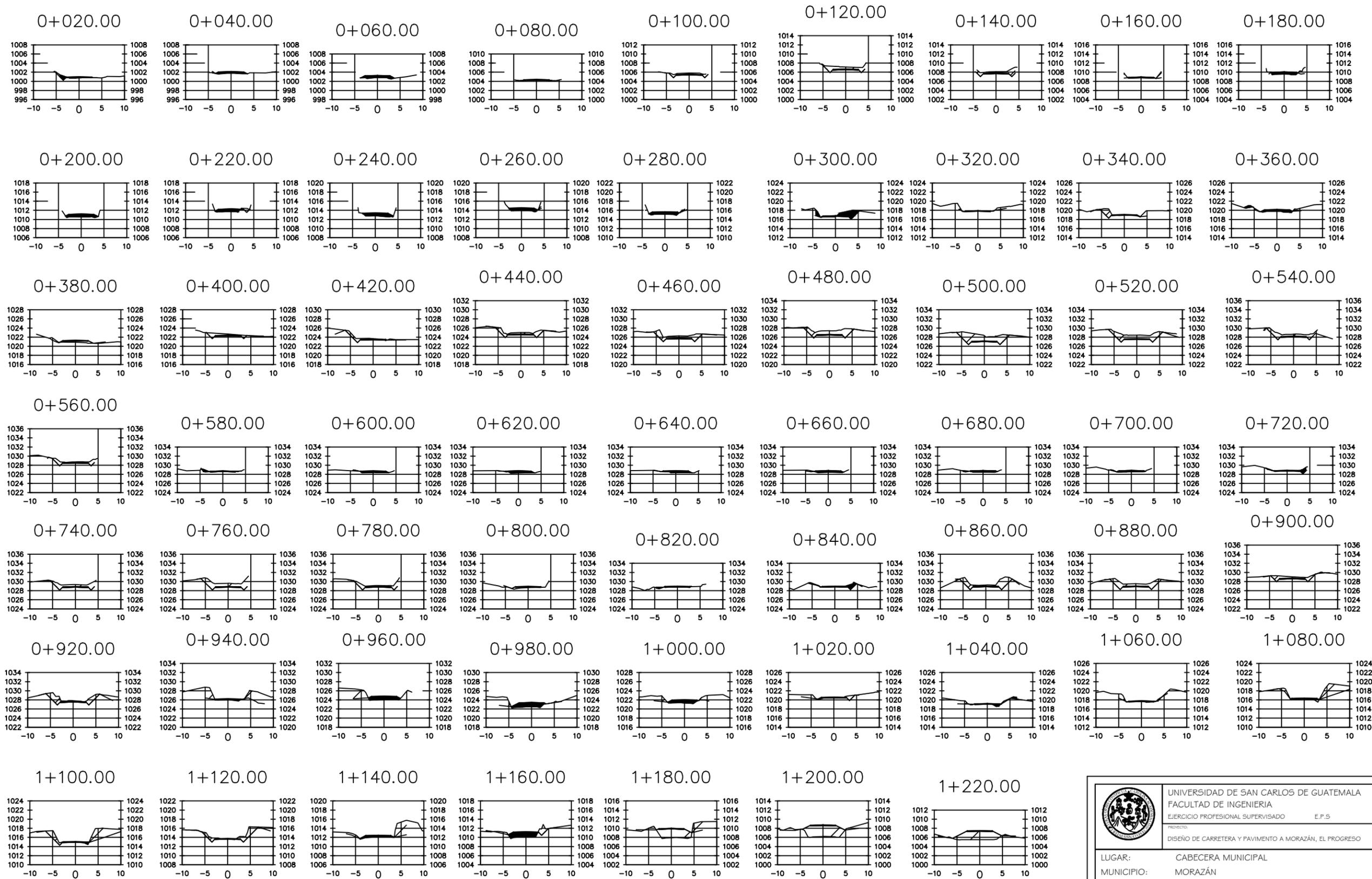
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL
MUNICIPIO: MORAZÁN
DEPARTAMENTO: EL PROGRESO

CONTENIDO:
PLANTA-PERFÍL EST. 2+380 - 3+260

DISEÑO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR
CALCULO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR
DIBUJO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR
ESCALA: INDICADA

5

 9

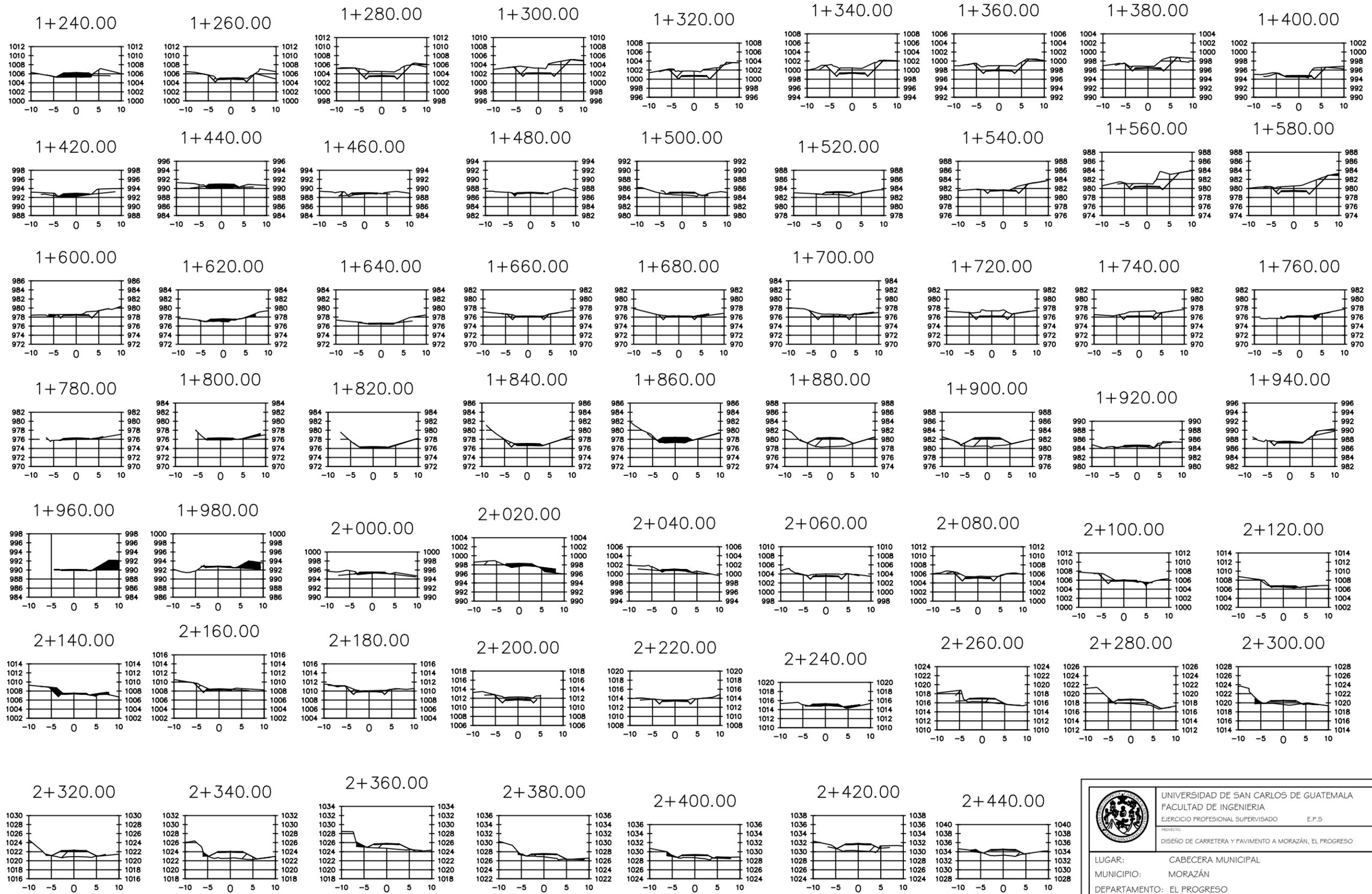


SECCIONES TRANSVERSALES

Escala H: 1:1000
V: 1:500

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
	DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO	
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO		
SECCIONES TRANSVERSALES EST. 0+020 - 1+220		
DISEÑO: JOSÉ ABSALÓN GALINDO ESCOBAR CÁLCULO: JOSÉ ABSALÓN GALINDO ESCOBAR DIBUJO: JOSÉ ABSALÓN GALINDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA		

6/9

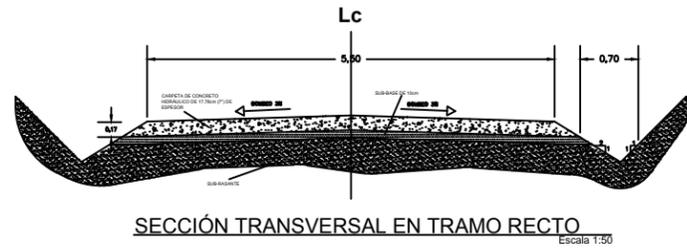


SECCIONES TRANSVERSALES

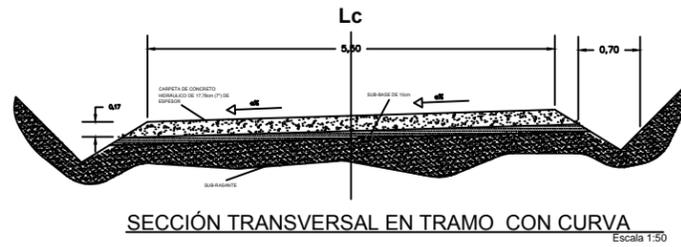
Escala H: 1:1000
V: 1:500

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO	
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL		
MUNICIPIO: MORAZÁN		
DEPARTAMENTO: EL PROGRESO		
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES EST. 1+240 - 2+440		
DISEÑO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR CALCULO: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR EJECUCIÓN: JOSÉ ABBALÓN GALINDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA		

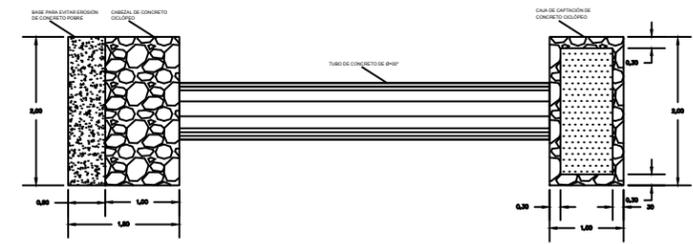
7/9



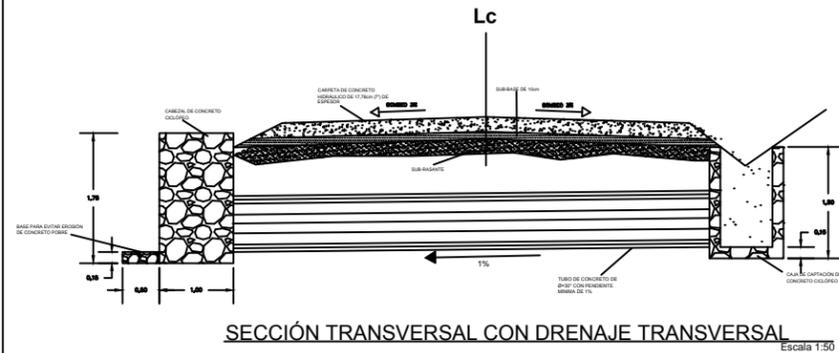
SECCIÓN TRANSVERSAL EN TRAMO RECTO
Escala 1:50



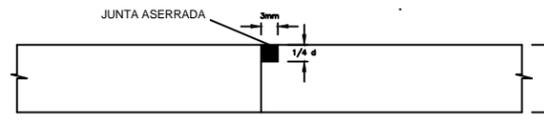
SECCIÓN TRANSVERSAL EN TRAMO CON CURVA
Escala 1:50



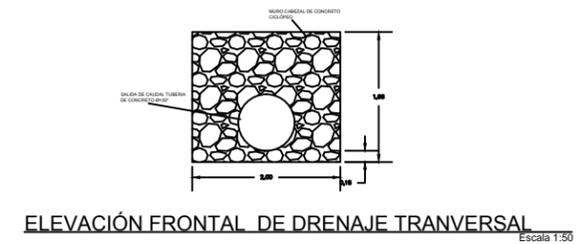
PLANTA DE DRENAJE TRANSVERSAL
Escala 1:50



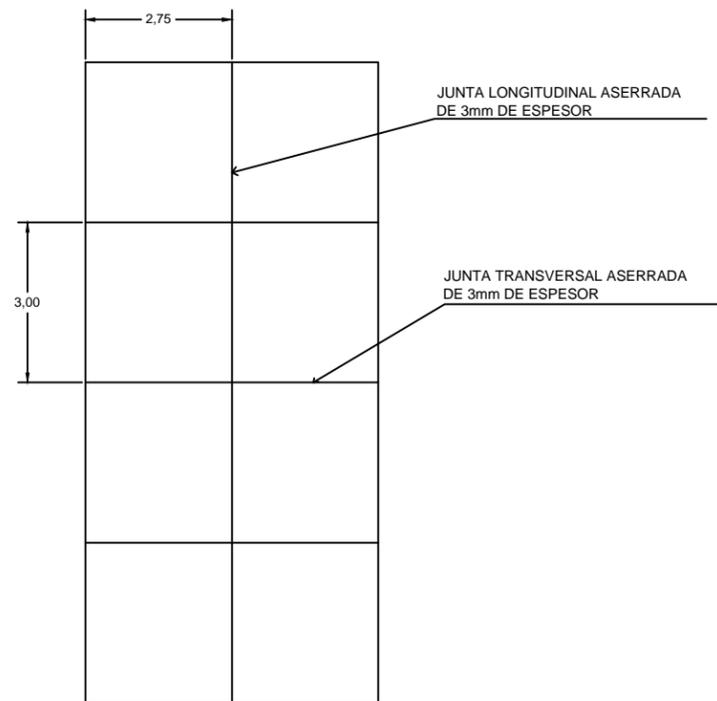
SECCIÓN TRANSVERSAL CON DRENAJE TRANSVERSAL
Escala 1:50



DETALLE JUNTA ASERRADA PARA
LOSAS DE CARPETA DE RODADURA
Escala 1:25



ELEVACIÓN FRONTAL DE DRENAJE TRANSVERSAL
Escala 1:50



PLANTA DE JUNTAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES
Escala 1:50

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA PAVIMENTO RIGIDO

CAPAS INFERIORES

1. LA CAPA DE SUB-RASANTE PUEDE CUMPLIR COMO PLATAFORMA PARA EL PAVIMENTO RIGIDO SIEMPRE Y CUANDO ESTA CUMPLA CON LO ESTIPULADO EN LA SECCIÓN 303 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.
2. EL MATERIAL QUE SERVIRA DE PLATAFORMA PARA EL PAVIMENTO DEBE TENER UN VALOR SOPORTE MINIMO DE 30 EFECTUADO SOBRE MUESTRA SATURADA A 95%. EL TAMAÑO MÁXIMO DE LAS PIEDRAS QUE CONTENGA EL MATERIAL, NO DEBE EXCEDER DE 70mm Y NO DEBE POSEER INDICE DE PLASTICIDAD MAYOR DE 6 NI UN LIMITE LIQUIDO MAYOR A 25.
3. LA CAPA DE SUB-BASE NO PUEDE EXCEDER LOS 700mm DE ESPESOR Y NO DEBE SER MENOR A 100mm.

CARPETA DE RODADURA

1. EL CEMENTO HIDRÁULICO A UTILIZAR DEBE POSEER UNA RESISTENCIA DE 4 000 PSI O MAYOR, EL AGREGADO FINO DEBE CONSISTIR EN ARENA NATURAL O MANUFACTURADA COMPUESTA DE PARTICULAS DURAS Y DURABLES SIN MATERIAL ÓRGANICO O IMPUREZAS.
2. EL AGREGADO GRUESO DEBE CONSISTIR EN GRAVA O PIEDRA TRITURADA PROCESADAS ADECUADAMENTE PARA FORMAR UN AGREGADO CLASIFICADO SIN EXCESO DE POLVO EN SU SUPERFICIE PARA GARANTIZAR AGARRE DURANTE EL PROCESO DE HOMOGENEIZACIÓN.
3. LA MEZCLA DE CONCRETO DE CEMENTO HIDRÁULICO PARA PAVIMENTOS DEBE TENER UNA RESISTENCIA MINIMA DE 3,500 PSI SEGÚN LA PRUEBA DE COMPRESION ASTM C-39.
4. EL PAVIMENTO SE COMPODRÁ DE LOSAS CON UNA LONGITUD NO MAYOR A 3 METROS.
5. PARA UN MAYOR ENTENDIMIENTO DE LAS ESPECIFICACIONES SE DEBERÁ REVISAR LO ESTIPULADO EN LA SECCIÓN 501 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES.

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA DRENAJE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

1. EL CONCRETO CICLÓPEO SERA HECHO A PARTIR DE UNA COMBINACIÓN DE CONCRETO ESTRUCTURAL Y DE PIEDRA GRANDE NO MAYOR A 300mm SEGÚN LO ESTABLECIDO EN LA SECCIÓN 555,01 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.
2. EL CONCRETO SE DEBE REALIZAR CON CEMENTO, ARENA Y PIEDRÍN DE 1/2" CON UNA RESISTENCIA MINIMA DE 3 000 PSI A LOS 28 DIAS.
3. SE DEBERA REPELLAR EL INTERIOR DE LA CAJA DE CAPTACION DE CAUDAL CON MORTERO DE PROPORCIÓN 1:2, CEMENTO Y ARENA CON UN RECUBRIMIENTO MINIMO DE 1,50 cm Y ALIZADO INTERNO Y EXTERNO SEGÚN LO EXPUESTO EN LA SECCIÓN 566 DE LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.
4. LA CUNETAS DEBERÁ ESTAR REVESTIDA CON CONCRETO PARA EVITAR LA EROSIÓN DEL SUELO Y DE ESTA MANERA PROTEGER LA INTEGRIDAD DEL PAVIMENTO.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S
	PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA Y PAVIMENTO A MORAZÁN, EL PROGRESO
LUGAR: CABECERA MUNICIPAL MUNICIPIO: MORAZÁN DEPARTAMENTO: EL PROGRESO	
CONTENIDO: SECCIÓN TRANSVERSAL EN TRAMO RECTO PLANTA DE DRENAJE TRANSVERSAL SECCIÓN TRANSVERSAL EN TRAMO CON CURVA ELEVACIÓN FRONTAL DE DRENAJE TRANSVERSAL SECCION TRANSVERSAL CON DRENAJE TRANSVERSAL DETALLE DE JUNTA PARA LOSAS	
DISEÑO: JOSÉ ABSALÓN GALINDO ESCOBAR CALCULO: JOSÉ ABSALÓN GALINDO ESCOBAR DIBUJO: JOSÉ ABSALÓN GALINDO ESCOBAR ESCALA: INDICADA	9 9 Ing. Juan Manuel Cruz ASISTENTE SUPERVISOR E.P.S