



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

**DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR
LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y
FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

Pablo Josué del Cid Fratti

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, junio de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR
LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y
FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

POR

PABLO JOSUÉ DEL CID FRATTI

ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

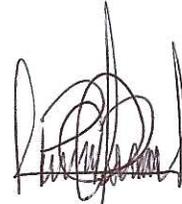
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

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



Pablo Josué del Cid Fratti

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 16 de marzo de 2012
Ref.EPS.DOC.493.03.12

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Pablo Josué del Cid Fratti** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200611340**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA"**.

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. Oscar Argüeta Hernández
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
OAH/ra



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



Guatemala,
11 de abril de 2012

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITORIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Pablo Josué del Cid Fratti, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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



Guatemala,
11 de mayo de 2012

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

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITORIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Pablo Josué del Cid Fratti, quien contó con la asesoría del Ingeniero Oscar Argueta Hernández.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 17 de mayo de 2012
Ref.EPS.D.529.05.12

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Pablo Josué del Cid Fratti**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

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



NISZ/ra



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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Pablo Josué del Cid Fratti, titulado DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2012

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.258.2012

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL TERCER ACCESO HACIA LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA POR LA AVENIDA PETAPA Y DEL AUDITORIUM DE LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario **Pablo Josué del Cid Fratti**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, stylized handwritten signature in black ink, enclosed within a hand-drawn oval shape.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, junio de 2012



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

“Toda buena dadiva y don perfecto viene de lo alto” si se me fue posible el alcanzar esta meta fue gracias a Él.

Mis padres

Por todo el apoyo que me han dado lo cual me permitió culminar mis estudios superiores. Fueron y serán siempre un ejemplo a seguir.

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por brindarme los programas y personas que hicieron posible mi formación académica.

AGRADECIMIENTOS A:

Mis padres

José Antonio del Cid Pacheco y Olga Isabel Fratti Luttmann de del Cid, por todo su esfuerzo, apoyo y amor incondicional hacia con mi persona.

Mis abuelos

Víctor Fratti León, que en paz descanse, y Zoila Luttmann Toledo de Fratti, por su cariño.

Mis hermanos

Ana Isabel, Sofía Fabiola y Juan Daniel, por todo su apoyo y cariño, les tengo un lugar especial en mi corazón.

Mis cuñados

Jorge Esteban Aragón Solé y Juan Manuel Zaldúa Peñaranda, los considero como hermanos.

Mis sobrinos

Andrés José Gómez del Cid y Camilo Aragón del Cid, por ser una gran alegría en mi vida.

Mi novia

Grecia Navas, que en todo momento me animó y exhortó a culminar mi carrera.

División de Servicios Generales

En especial, a la ingeniera Marcia Ivonne Véliz Vargas, por haberme permitido efectuar mi ejercicio profesional supervisado en las instalaciones de referida institución, Ingeniero Harry Ochaeta y Arquitecto Manuel Montufar, que siempre me apoyaron en el desarrollo de mis proyectos dentro de la institución.

Facultad de Ingeniería

Donde pase algunos de los mejores años de mi vida, a mis amigos y compañeros y todos aquellos con los que de una u otra manera compartí un salón de clase.

Mi asesor

El Ingeniero Oscar Argueta Hernández, que me instruyo en todo momento, gracias por sus sabios consejos y por todo su apoyo.

Y a todas las personas que olvido mencionar pero que les estoy agradecido.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. MONOGRAFÍA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	1
1.1. Aspectos generales	1
1.2. Localización	1
1.3. Ubicación geográfica	2
1.4. Aspectos topográficos	3
1.5. Vías de acceso	3
1.6. Clima	3
1.7. Colindancias	4
1.8. Demografía	4
1.8.1. Población	5
1.8.2. Distribución de edificios dentro del Campus Central	7
1.8.3. Tipología de edificios dentro del Campus Central	10
1.9. Idioma.....	11
1.10. Servicios existentes	11

1.11.	Investigación diagnóstica sobre las carencias y necesidades de servicios e infraestructura de la Universidad de San Carlos de Guatemala	11
1.11.1.	Descripción de las necesidades	11
1.11.2.	Priorización de las necesidades	12
2.	DISEÑO DE PAVIMENTACIÓN.....	13
2.1.	Diseño de la pavimentación del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala, por la calle de la Avenida Petapa	35
2.1.1.	Descripción del proyecto	14
2.1.2.	Estudios topográficos	14
2.1.2.1.	Levantamiento topográfico preliminar.....	15
2.1.2.1.1.	Altimetría	15
2.1.2.1.2.	Planimetría	15
2.1.3.	Consideraciones de diseño	15
2.1.3.1.	Ubicación y localización del tramo carretero	16
2.1.3.2.	Aspectos del camino existente	16
2.1.4.	Estudio de suelos	16
2.1.4.1.	Granulometría.....	17
2.1.4.2.	Límites de Atterberg	18
2.1.4.2.1.	Límite Líquido (LL)	18
2.1.4.2.2.	Límite Plástico (LP)	19
2.1.4.2.3.	Índice Plástico (IP)	19
2.1.4.3.	Ensayo de compactación o Proctor Modificado	19
2.1.4.4.	Ensayo de valor soporte CBR	20

	2.1.4.5.	Análisis de resultados	21
2.1.5.		Diseño de pavimento	22
	2.1.5.1.	Parámetros de diseño.....	24
	2.1.5.2.	Período de diseño.....	25
	2.1.5.3.	Elementos geográficos del alineamiento transversal	25
	2.1.5.4.	Pavimento rígido.....	27
	2.1.5.4.1.	Componentes estructurales	28
	2.1.5.4.2.	Capa o superficie de rodadura	29
	2.1.5.4.3.	Diseño de la subrasante.....	33
	2.1.5.4.4.	Diseño de la subbase	35
	2.1.5.4.5.	Diseño de la capa o superficie de rodadura	37
	2.1.5.5.	Tipo de juntas	41
	2.1.5.5.1.	Juntas longitudinales	41
	2.1.5.5.2.	Juntas transversales.....	43
2.1.6.		Estructura final del pavimento.....	44
2.1.7.		Elaboración de planos finales	45
2.1.8.		Evaluación de impacto ambiental inicial	45
2.1.9.		Obras complementarias.....	46
	2.1.9.1.	Diseño de cunetas	46
	2.1.9.2.	Diseño de drenajes transversales.....	49
	2.1.9.3.	Diseño de muro perimetral.....	51
	2.1.9.4.	Muro de contención	52
	2.1.9.5.	Protección del talud	53

2.1.10.	Presupuesto	54
2.1.10.1.	Cuantificación de renglones	54
2.1.10.2.	Modelo de integración de costos unitarios.....	55
2.1.10.3.	Costo total del proyecto.....	57
3.	DISEÑO DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA	59
3.1.	Breve reseña histórica de la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia	59
3.2.	Descripción del proyecto	60
3.3.	Descripción del área disponible.....	61
3.4.	Localización del terreno	61
3.5.	Topografía del terreno	62
3.6.	Ensayos de suelos	62
3.6.1.	Ensayo triaxial	62
3.7.	Diseño del edificio	63
3.7.1.	Cargas aplicadas.....	63
3.7.1.1.	Cargas vivas.....	63
3.7.1.1.1.	Cargas por viento.....	64
3.7.1.1.2.	Cargas por sismo	64
3.7.1.2.	Cargas muertas.....	64
3.7.1.2.1.	Carga por lluvia	65
3.7.1.2.2.	Carga de ocupación o de uso	65
3.7.2.	Áreas tributarias	65
3.7.3.	Predimensionamiento de elementos	66
3.7.3.1.	Predimensionamiento de vigas.....	66
3.7.3.2.	Predimensionamiento de columnas.....	67

3.7.3.3.	Predimensionamiento de losas	67
3.7.4.	Determinación del corte basal	68
3.7.5.	Cálculo de fuerzas por nivel.....	73
3.7.6.	Integración de cargas gravitacionales.....	74
3.7.7.	Determinación del centro de rigidez	81
3.7.8.	Determinación del centro de masa	87
3.7.9.	Torsión.....	87
3.7.10.	Fuerzas por marco.....	89
3.7.11.	Cálculo de la deriva por flexión y corte	93
3.8.	Evaluación del análisis estructural por el programa SAP2000	96
3.9.	Análisis estructural por medio del método de Kani.....	96
3.9.1.	Análisis para carga muerta	101
3.9.2.	Análisis para carga viva	107
3.9.3.	Análisis para carga de sismo	112
3.9.4.	Envolvente de momentos	116
3.10.	Diseño estructural del edificio.....	118
3.10.1.	Diseño de losas	119
3.10.1.1.	Condiciones de diseño.....	119
3.10.1.2.	Chequeo de dimensiones	119
3.10.1.3.	Carga lineal para cada nervio	120
3.10.1.4.	Análisis de momentos.....	121
3.10.1.5.	Chequeo por corte	135
3.10.1.6.	Balanceo de momentos	137
3.10.1.7.	Determinación del área de acero.....	145
3.10.1.8.	Armado final de la losa	150
3.10.2.	Diseño de vigas	150
3.10.2.1.	Cálculo del área de acero	151

3.10.2.2.	Cálculo del área de acero mínima y área de acero máxima	154
3.10.2.3.	Propuesta de refuerzo longitudinal para los momentos actuantes.....	157
3.10.2.4.	Requisitos sísmicos para el armado	158
3.10.2.5.	Cálculo para el acero transversal de los estribos	159
3.10.2.6.	Armado final de vigas	162
3.10.3.	Diseño de columnas	163
3.10.3.1.	Flexo compresión	163
3.10.3.2.	Efecto de esbeltez	166
3.10.3.3.	Magnificación de momentos	168
3.10.3.4.	Refuerzo longitudinal.....	172
3.10.3.5.	Confinamiento	176
3.10.3.6.	Corte.....	179
3.10.3.7.	Armado final de la columna	179
3.10.4.	Diseño de zapatas.....	180
3.10.5.	Diseño de gradas y muros.....	191
3.11.	Diseño de las instalaciones	198
3.11.1.	Diseño de instalaciones eléctricas.....	199
3.11.1.1.	Iluminación	199
3.11.1.2.	Fuerza	201
3.11.2.	Diseño de instalaciones hidráulicas.....	201
3.11.2.1.	Diseño del sistema de agua potable.....	202
3.11.2.2.	Diseño del drenaje sanitario	205
3.11.2.3.	Diseño del drenaje pluvial	212
3.11.3.	Descarga de aguas servidas	216

3.12.	Desarrollo de la propuesta.....	216
3.12.1.	Planos constructivos.....	216
3.12.2.	Presupuesto.....	217
3.13.	Planos del proyecto	218
3.14.	Evaluación de impacto ambiental inicial	219
CONCLUSIONES		221
RECOMENDACIONES.....		223
BIBLIOGRAFÍA.....		225
ANEXOS.....		227

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación geográfica de la Universidad de San Carlos de Guatemala.....	2
2.	Presión ejercida en la subbase de un pavimento rígido.....	23
3.	Sección típica de una carretera	26
4.	Composición de la estructura de un pavimento rígido	28
5.	Relación del valor soporte California	34
6.	Detalle de juntas longitudinales	42
7.	Detalle de juntas dóvelas	43
8.	Sección final de una carretera	45
9.	Sección de cuneta	48
10.	Tubería a sección parcialmente llena (50%)	50
11.	Mapa de microzonificación sísmica de la República de Guatemala.....	69
12.	Área del triángulo.....	76
13.	Esquema de iteración de Kani con carga muerta	105
14.	Esquema de iteración de Kani con carga viva	110
15.	Esquema de iteración de Kani con carga sísmica	114
16.	Coeficientes para momentos negativos en losas	123
17.	Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas.....	124
18.	Coeficiente para momentos positivos debidos a carga viva en losas.....	125

19. Relación de carga W que se transmiten en las direcciones L_a y L_b para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos 126

TABLAS

I.	Cantidad de estudiantes por unidad académica.....	6
II.	Análisis granulométrico por tamices	18
III.	Resultados de ensayo de Proctor Modificado	20
IV.	Resultados del ensayo de valor soporte California (CBR)	21
V.	Especificaciones del cemento Portland según normas AASHTO.....	31
VI.	Tipos de suelos de la subrasante y valores aproximados de k	36
VII.	Valores de k para bases granulares (según PCA)	36
VIII.	Categorías de cargas por ejes	39
IX.	TPDC permisible, carga por eje categoría 2 en pavimentos conjuntas dóvelas	40
X.	Renglones de trabajo	54
XI.	Integración de costos unitarios.....	55
XII.	Costo total del proyecto.....	57
XIII.	Valores del factor de zona sísmica (según figura 11).....	69
XIV.	Peso del segundo nivel	70
XV.	Peso del primer nivel.....	70
XVI.	Peso total del edificio	70
XVII.	Cálculo de fuerzas por nivel	73
XVIII.	Descripción de cargas a utilizar.....	74
XIX.	Integración de cargas para vigas del segundo nivel.....	79
XX.	Integración de cargas para vigas del primer nivel	80
XXI.	Centro de rigidez en x para segundo nivel.....	82
XXII.	Centro de rigidez y para segundo nivel	83
XXIII.	Centro de rigidez en x para primer nivel.....	85

XXIV.	Centro de rigidez en y para primer nivel.....	86
XXV.	Resumen de centro de rigidez para ambos niveles.....	86
XXVI.	Excentricidad mínima para el segundo nivel	90
XXVII.	Fuerzas por marcos eje x para el segundo nivel	91
XXVIII.	Fuerzas por marcos eje y para el segundo nivel	91
XXIX.	Excentricidad mínima para el primer nivel	91
XXX.	Fuerzas por marcos eje x primer nivel.....	92
XXXI.	Fuerzas por marcos eje y para el primer nivel.....	92
XXXII.	Fuerzas por marcos.....	93
XXXIII.	Desplazamiento máximo por nivel para marco A y marco 1	94
XXXIV.	Desplazamiento máximo por nivel para marco B y marco 2.....	95
XXXV.	Desplazamiento máximo por nivel para marco C y marco 3.....	95
XXXVI.	Desplazamiento máximo por nivel para marco D y marco 4.....	95
XXXVII.	Inercia y rigidez de elementos.....	98
XXXVIII.	Factores de giro.....	99
XXXIX.	Envolvente de momentos	117
XL.	Requerimientos de iluminación en edificios.....	199
XLI.	Artefactos a instalar en el edificio	202
XLII.	Tabla de unidades de equivalencia hidráulica para artefactos	205
XLIII.	Capacidad hidráulica de los colectores interiores.....	206
XLIV.	Presupuesto	217

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura del muro
As	Área de acero
Asreq.	Área de acero requerida para cubrir un momento dado
Az	Área de la zapata vista en planta
A	Área de una sección dada
Asmáx	Área máxima de acero
Asmín	Área mínima de acero
b	Base de la sección transversal de un elemento
bf	Base de sección de alma llena
CM	Carga Muerta
P	Carga puntual
Cs	Carga sísmica
CU	Carga última
CV	Carga viva
Cm	Centro de Masa
Cr	Centro de Rígidez
C	Coeficientes según método 3 ACI para el cálculo de momentos últimos en losas
CU	Cohesión del suelo
dx	Distancia en la dirección X-X
dy	Distancia en la dirección Y-Y
fa	Esfuerzo de compresión axial

fb	Esfuerzo de flexión unitario
fy	Esfuerzo de fluencia del acero
fs	Esfuerzo de tensión en el acero
fv	Esfuerzo permisible de corte
S	Espaciamiento entre estribos
t	Espesor del muro
Fcu	Factor de carga última
IP	Índice plástico
kg	Kilogramo
b	Lado mayor de losa
a	Lado menor de losa
lb	Libra
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
mm	Miligramo
E	Módulo de elasticidad del acero
I	Momento de inercia
d	Peralte
W	Peso
f 'c	Resistencia mínima a compresión del concreto
TPD	Tránsito promedio diario
TPDC	Tráfico promedio diario de camiones

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	American Concrete Institute.
Aditivos	Son componentes de naturaleza orgánica (resinas) o inorgánica, cuya inclusión tiene como objeto modificar las propiedades de los materiales conglomerados en estado fresco. Se suelen presentar en forma de polvo o de líquido, como emulsiones.
Agregados	Se refiere a cualquier combinación de arena, grava o roca triturada en su estado natural o procesado.
Área de acero	Representa el área que tiene la varilla de acero, según su diámetro.
Área tributaria	Teóricamente se define como la zona de acción de las cargas para el análisis estructural.
CBR	California Bearing Ratio.
Corte basal	Fuerza total lateral que se aplica a una edificación para simular, los efectos del sismo en la estructura.

Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.
Dovelas	Junta que se logra mediante un entronque macho-hembra, sirven para transmitir las cargas de una losa hacia otra.
Estribo	Son elementos que sirven para transmitir las cargas procedentes de la superestructura a la cimentación, también actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos.
Excentricidad	Es la distancia del centro de masa al centro de rigideces.
MARN	Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.
PCA	Portland Cement Association.

RESUMEN

En la siguiente investigación se presentan dos propuestas; una consiste en el diseño de un tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala por la avenida Petapa, empleando un pavimento rígido. Adicional, se presentan obras complementarias para la protección de taludes, muros de contención, muros perimetrales y drenajes para el desfogue de aguas a la red de alcantarillado existente en la Universidad.

La segunda propuesta corresponde al diseño de un edificio de dos niveles, de un solo módulo, que servirá como auditorio para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia, y oficinas administrativas. El diseño consta de marcos dúctiles con nudos rígidos, de simetría en todos sus elementos estructurales y en ambos niveles. Se realizó el análisis estructural por medio del método de Kani y se comparó con el programa de computación SAP2000. Presenta también la disposición de instalaciones eléctricas de iluminación y fuerza, instalaciones de agua potable, drenaje sanitario y drenaje pluvial y el presupuesto del costo que tendría para la Universidad la realización de dicho proyecto.

OBJETIVOS

General

Se coordinaron trabajos de asesoría en la planificación y diseño de proyectos de Ingeniería Civil para el Departamento de Diseño, Urbanización y Construcciones, de la División de Servicios Generales de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Específicos

1. Realización de estudios de suelos para diversos proyectos de construcción, así como identificar cuáles son los estudios más adecuados dependiendo de lo que se quiere conocer.
2. Se desarrolló el planteamiento y diseño del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala, por la 35 calle de la avenida Petapa.
3. Diseño y planificación del Auditorium para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia de la Universidad de San Carlos de Guatemala, con el fin de cubrir las necesidades de dicha facultad, pensando en un espacio para ampliar sus oficinas administrativas.
4. Generar una evaluación de impacto ambiental para cada uno de los proyectos a desarrollar.

5. Enriquecer los conocimientos obtenidos a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil, con miras a aplicarlo en el futuro desempeño como profesional de obras civiles de construcción.

INTRODUCCIÓN

Mediante la realización del Ejercicio Profesional Supervisado se permite al estudiante conocer las necesidades reales que se presentan en el desarrollo de su vida profesional, a manera que se puedan relacionar con los conocimientos teóricos adquiridos durante su formación académica, con el propósito de que estos sean puestos en práctica.

En la Universidad de San Carlos de Guatemala, y de acuerdo con la cartera de proyectos para este período, se encuentran algunas necesidades prioritarias de la población estudiantil en cuanto a infraestructura, por lo que para este Ejercicio Profesional Supervisado, se presentan los siguientes proyectos: Diseño del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala por la Avenida Petapa y del Auditorium para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Este trabajo de graduación consta de tres capítulos. El primero es una monografía de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en este capítulo se presentan aspectos generales de la única casa de estudios superiores pública en el país de Guatemala. Teniendo como principal importancia, datos actualizados del número de estudiantes inscritos en cada facultad para el segundo semestre de 2011.

El segundo capítulo presenta una propuesta de pavimento rígido, en un rediseño de un proyecto ya presentado por la División de Servicios Generales (DSG), por medio del Departamento de Diseño, Urbanización y Construcción.

Para el diseño del pavimento rígido se baso en el método de diseño simplificado de la Portland Cement Asosiation (PCA, por sus siglas en inglés). Este capítulo presenta la conformación de un pavimento rígido y los detalles de las juntas que este lleva, tanto longitudinal como transversalmente. Los datos del tránsito dentro de la Universidad se tomaron del Plan Maestro de ésta, y se supusieron con base a la cantidad de vehículos que ingresan diariamente a los parqueos. Se presentan los detalles de las obras de protección en el talud derivado de los renglones de corte y relleno.

El tercer capítulo trata el diseño y análisis estructural de un edificio para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia. En la propuesta se presentó un inmueble de dos niveles, el primero cumplirá con la función de Auditórium para la Unidad Académica y el segundo se tiene planeado para mudar las oficinas administrativas de las principales escuelas de esa Facultad. El diseño se hizo mediante una estructura de marcos rígidos, losa tradicional y muros tabique para disponer de las áreas como mejor convenga a las autoridades de la Unidad Académica.

Se detallan los armados de todos los elementos estructurales en los planos constructivos y se presenta de manera preliminar un presupuesto para la elaboración de este proyecto. Cabe mencionar que no se tienen pensados elementos arquitectónicos, ya que se limito únicamente al diseño y análisis estructural.

1. MONOGRAFÍA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

1.1. Aspectos generales

La Universidad de San Carlos de Guatemala, también conocida y llamada por sus siglas: USAC, es la universidad más grande, prestigiosa y antigua de Guatemala, siendo además la única estatal y autónoma.

Fundada el 31 de enero de 1676 por Real Cédula de Carlos II es la cuarta universidad fundada en América; fue en la época de la revolución guatemalteca que se estableció su total autonomía, llegando a nivel constitucional.

La trascendencia de sus estudiantes y de la misma se ha visto reflejada en diferentes épocas de importancia en la historia del país, desde la independencia de Guatemala, revolución guatemalteca, el conflicto armado guatemalteco y hasta la fecha. Algunos de los pensadores más importantes de la historia de Guatemala se han formado en este centro de estudio.

1.2. Localización

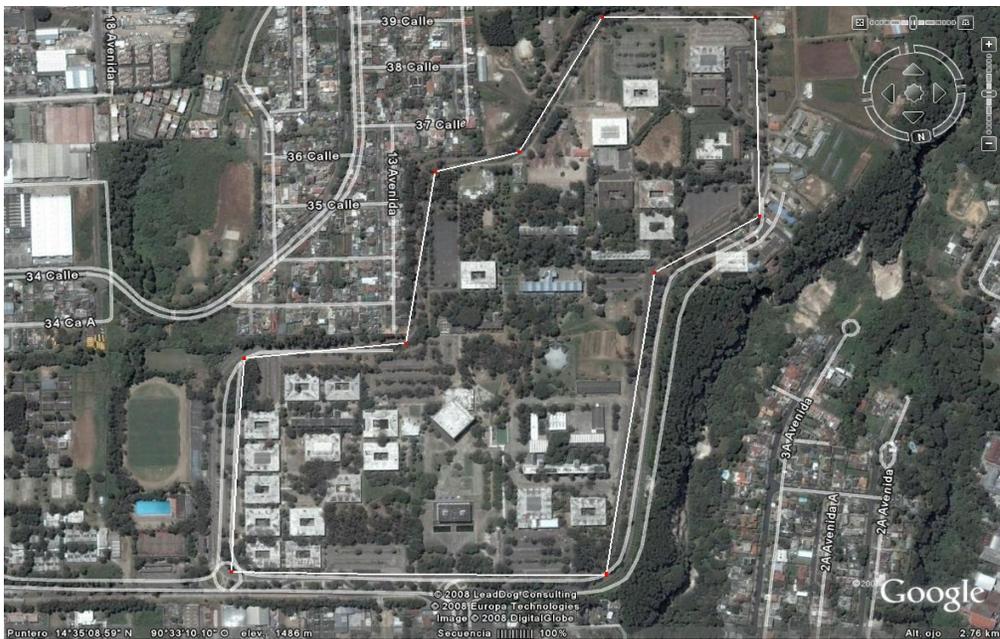
Su sede principal se encuentra en la Ciudad Universitaria, zona 12 de la Ciudad de Guatemala, siendo el campus universitario más grande de Centroamérica. Sin embargo, cuenta con centros universitarios en casi todas las regiones de Guatemala y un centro universitario metropolitano donde funciona la Facultad de Medicina y la Escuela de Psicología.

1.3. Ubicación geográfica

El Campus central de la Universidad de San Carlos de Guatemala se encuentra ubicado en la zona 12 de la Ciudad de Guatemala, en el municipio y departamento de Guatemala. Se localiza en las coordenadas UTM 14 grados, 35 minutos 3,64 segundos, norte 90 grados 33 minutos 13,98 segundos, a una elevación de 1 485 metros sobre el nivel del mar.

A continuación se presenta una fotografía satelital del Campus Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Figura 1. **Ubicación geográfica de la Universidad de San Carlos de Guatemala**



Fuente: Google Earth, programa de posicionamiento satelital. Consulta: 25/10/2011.

1.4. Aspectos topográficos

El terreno donde se encuentra ubicada la Universidad de San Carlos es un terreno relativamente plano, en el área de edificios y parqueos. Dicho inmueble cuenta con la peculiaridad de presentar un cambio considerable con respecto a su altura comparada entre su punto más alto y su punto más bajo. Lo que hace posible la descarga del afluente de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial a los barrancos ubicados en secciones aledañas a la Universidad, después de haber pasado por la planta de tratamiento.

1.5. Vías de acceso

La Universidad de San Carlos de Guatemala cuenta con dos accesos, uno proveniente del Anillo Periférico y séptima avenida de la zona 12 de la Ciudad de Guatemala, y el otro, por la avenida Petapa. Ambas vías de acceso se encuentran asfaltadas, y cuentan cada una con dos carriles de ingreso, y otros dos carriles de salida.

1.6. Clima

El clima en Ciudad de Guatemala es generalmente muy suave, casi primaveral, a lo largo del año. La temporada de lluvias se extiende de mayo a noviembre mientras que la estación seca abarca el resto del año. En Ciudad de Guatemala también tiende a soplar mucho el viento, lo que puede reducir la temperatura aún más evidente.

La ciudad de Guatemala es la capital más fría y más alta de toda Centroamérica, para los meses fríos entre noviembre y febrero las temperaturas

mínimas pueden llegar hasta los 3 grados centígrados y las máximas no sobrepasar los 20 grados centígrados.

Su temperatura media anual es de 19 grados centígrados. En el invierno, de diciembre a abril, tienen temperaturas que oscilan entre 5 y 21 grados centígrados. Los veranos van de junio a septiembre con temperaturas que oscilan entre 16 y 25 grados centígrados, siendo 0 grados centígrados la temperatura más baja históricamente. La humedad relativa media mañana es de 84 por ciento, por la noche la humedad relativa corresponde a un 64 por ciento. El Promedio de Punto de Rocío es de 12 grados centígrados.

Dado que la Universidad de San Carlos de Guatemala se encuentra ubicada dentro de la Ciudad de Guatemala el clima imperante dentro del Campus Central, es el mismo que el de la ciudad.

1.7. Colindancias

Colinda al noreste con la colonia el Carmen, al suroeste con la colonia Villa Sol, al noroeste con la colonia Santa Rosa, y al sur con la colonia Monte María. Al oeste tiene la avenida Petapa y al norte el Anillo Periférico.

1.8. Demografía

Es el estudio interdisciplinario de las poblaciones humanas. La demografía trata de las características sociales de la población y de su desarrollo a través del tiempo. Los datos demográficos se refieren, entre otros, al análisis de la población por edades, situación familiar, grupos étnicos, actividades económicas y estado civil; las modificaciones de la población, nacimientos, matrimonios y fallecimientos; esperanza de vida, estadísticas

sobre migraciones, sus efectos sociales y económicos; grado de delincuencia; niveles de educación y otras estadísticas económicas y sociales.

1.8.1. Población

Según datos proporcionados por la Sección de Estadísticas del departamento de Registro y Estadística de la Universidad de San Carlos de Guatemala, actualmente se encuentran inscritos 103,852 estudiantes para las instalaciones del Campus Central.

A continuación se presentan los datos poblacionales por unidades académicas correspondientes al ciclo académico 2011.

Tabla I. **Cantidad de estudiantes por unidad académica**

UNIDAD ACADÉMICA	TOTALES		PRIMER INGRESO		REINGRESO					
					SUBTOTAL		REGULARES		P.E.G	
	No.	%	No.	%	No.	%	No.	%	No.	%
TOTAL CAPITAL	103,852	67.8	15,327	63.5	88,525	68.6	74,949	68.4	13,576	70.2
AGRONOMÍA	1,443	0.9	247	1.0	1,196	0.9	1,022	0.9	174	0.9
ARQUITECTURA	3,836	2.5	388	1.6	3,448	2.7	2,812	2.6	636	3.3
CIENCIAS ECONÓMICAS	22,239	14.5	2,595	10.7	19,644	15.2	17,603	16.1	2,041	10.6
CIENCIAS JURÍDICAS Y SOCIALES	16,371	10.7	2,280	9.4	14,091	10.9	10,021	9.1	4,070	21.1
FACULTAD DE CIENCIAS MÉDICAS	5,414	3.5	996	4.1	4,418	3.4	4,033	3.7	385	2.0
CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA	2,362	1.5	167	0.7	2,195	1.7	1,753	1.6	442	2.3
HUMANIDADES	19,733	12.9	5,022	20.8	14,711	11.4	13,379	12.2	1,332	6.9
INGENIERIA	12,934	8.4	1,472	6.1	11,462	8.9	9,886	9.0	1,576	8.2
ODONTOLOGÍA	1,290	0.8	207	0.9	1,083	0.8	1,022	0.9	61	0.3
MEDICINA VETERINARIA Y ZOOTECNIA	1,036	0.7	114	0.5	922	0.7	798	0.7	124	0.6
CIENCIAS PSICOLÓGICAS	4,730	3.1	505	2.1	4,225	3.3	2,902	2.6	1,323	6.8
HISTORIA	997	0.7	125	0.5	872	0.7	796	0.7	76	0.4
TRABAJO SOCIAL	986	0.6	140	0.6	846	0.7	746	0.7	100	0.5
CIENCIAS DE LA COMUNICACIÓN	4,521	3.0	336	1.4	4,185	3.2	3,453	3.1	732	3.8
CIENCIA POLÍTICA	1,575	1.0	144	0.6	1,431	1.1	1,072	1.0	359	1.9
EFPEM	3,684	2.4	416	1.7	3,268	2.5	3,156	2.9	112	0.6
CIENCIAS LINGÜÍSTICAS	295	0.2	82	0.3	213	0.2	207	0.2	6	0.0
SUPERIOR DE ARTE	250	0.2	79	0.3	171	0.1	171	0.2		
ESTUDIOS DEL MAR Y ACUICULTURA -CEMA-	156	0.1	12	0.0	144	0.1	117	0.1	27	0.1

Fuente: Sección de Estadísticas, Departamento de Registro y Estadística, USAC.

1.8.2. Distribución de edificios dentro del Campus Central

La distribución de edificios en las instalaciones del Campus Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se divide en cuatro grandes grupos, acorde con la orientación de las carreras.

El primer grupo lo integran todos los edificios administrativos de la USAC, estos no corresponden a ninguna unidad académica, los cuales son:

- Edificio de Rectoría.
- Edificio de Recursos Educativos: donde opera la Biblioteca Central, la División de Servicios Generales, el Departamento de Registro y Estadística y el Sistema de Ubicación y Nivelación.
- Edificio de Caja y Proveeduría.
- Edificio de Bienestar Estudiantil.
- El Aula Magna, conocida como El Iglú.
- Editorial Universitaria.
- Edificio de Servicios y Mantenimiento.
- Centro de Desarrollo Infantil.

El segundo grupo lo corresponden las carreras del área Técnica, y las facultades que comprenden esta área son las siguientes, cada una detallada con los edificios en los que desarrollan sus funciones:

- Facultad de Agronomía: sede central, edificio T-9, también tiene a su disposición el edificio T-8.
- Facultad de Arquitectura: su sede central está ubicada en el edificio T-2, a la vez, cuenta con el primer nivel del edificio T-1, que comparte con la Facultad de Ingeniería.
- Facultad de ciencias Químicas y Farmacia: las oficinas administrativas de esta facultad se encuentran en el edificio T-12, contando también con los edificios T-10, T-11, T-13 y el edificio del Bioterio, para el desarrollo de sus actividades académicas. Por las mañanas hace uso de las instalaciones del edificio S-12, en conjunto con la Facultad de Ingeniería.
- Facultad de Ingeniería: con la sede central localizada en el edificio T-4, cuenta también con los edificios T-3, T-5, T-6 y T-7, y el segundo y tercer nivel del edificio T-1 que comparte con la Facultad de Arquitectura, también utiliza parte del Edificio S-11 que comparte con la Dirección General de Investigación (DIGI), el Centro de Estudios de Postgrado y la Facultad de Ciencias Jurídicas y Sociales, y por las mañanas comparte el edificio S-12 con la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia. Administra las instalaciones del Laboratorio de Estructuras, la Unidad de Prefabricados, Laboratorio de Madera, las instalaciones de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de dicha facultad.

El tercer grupo lo integran las facultades del área Social-Humanística, las cuales se mencionan a continuación:

- Facultad de Ciencias Económicas: con sus oficinas administrativas en el edificio S-8, cuenta con los edificios S-3, S-6, S-9 y S-10, también comparte el edificio S-12 por las tardes con la Facultad de Ciencias Jurídicas y Sociales.
- Facultad de Ciencias Jurídicas y Sociales: la sede central de esta unidad académica se encuentra en el edificio S-7, tiene a su disposición los edificios S-2 y S-5, por las tardes comparte las instalaciones del edificio S-12 con la Facultad de Ciencias Económicas.
- Facultad de Humanidades: esta facultad tiene la característica de ser una facultad pequeña, opera en el edificio S-4.
- Escuela de Historia y Escuela de Trabajo Social: ambas unidades académicas no facultativas tienen su sede en las instalaciones del edificio S-1.
- Escuela de Ciencias Políticas: se encuentra ubicada en las instalaciones del edificio M-5, posterior al traslado de la Escuela de Psicología a las instalaciones del Centro Universitario Metropolitano (CUM).
- Escuela de Ciencias de la Comunicación y Ciencias Lingüísticas: las oficinas de estas escuelas están ubicadas en el edificio M-1, que era utilizado por la Facultad de Ciencias Médicas antes de ser trasladado al Centro Universitario Metropolitano.

- Escuela de Formación de Profesores de Enseñanza Media: ubicada a un costado de la salida por la avenida Petapa.
- Centro de Aprendizaje de Lenguas (CALUSAC).

EL cuarto grupo lo conforman las Facultades y escuelas del área médica o ciencias de la salud, de las cuales, la Facultad de Ciencias Médicas y la Escuela de Psicología, no operan dentro del Campus Central de la USAC. Estas Unidades son:

- Facultad de Medicina Veterinaria y Zootecnia: con sus oficinas administrativas en el edificio M-6, tiene a su disposición los edificios M-7 y M-8, también administra la Granja Experimental, la granja avícola, el área porcina y de reproducción animal.
- Facultad de Odontología: con su sede central en el edificio M-3, cuenta con las instalaciones del edificio M-1 y M-4.

1.8.3. Tipología de Edificios dentro del Campus Central

Las edificaciones dentro del Campus Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala han mantenido el mismo diseño a lo largo de los años. Se pueden observar edificios de concreto armado, en su mayoría de tres niveles, empleando modelos de marcos rígidos y muros tabique, losas tradicionales, con simetría en las columnas.

1.9. Idioma

El idioma que predomina en las instalaciones de la Universidad de San Carlos de Guatemala, es el español, dado que la mayoría de la población estudiantil son ladinos. A la vez, que los cursos en las distintas facultades y escuelas de la Universidad son impartidos en este idioma.

1.10. Servicios existentes

Las instalaciones de la Universidad de San Carlos de Guatemala cuentan con los servicios básicos de agua potable, alcantarillado sanitario y pluvial, iluminación y energía eléctrica. De igual manera cuenta con servicios telefónicos y de internet en cada una de las unidades académicas facultativas y escuelas, y edificios administrativos. Ofrece también un servicio de internet inalámbrico gratuito dentro de instalaciones para el uso de los estudiantes.

1.11. Investigación diagnóstica sobre las carencias y necesidades de servicios e infraestructura de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Se realizó una evaluación entre los proyectos considerados, como prioridad dentro de la División de Servicios Generales, con el fin de presentar una propuesta para la ejecución de los mismos.

1.11.1. Descripción de las necesidades

- Diseño del Auditorium para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia.

- Levantado de un muro para solucionar problemas de filtraciones de agua, en una sección de la colindancia con la colonia Villa Sol.
- Diseño de planchas de concreto reforzado para la Plaza de los Mártires.
- Diseño del tercer acceso hacia la Universidad por la avenida Petapa.
- Reubicación de curvas y recapeo de la cinta asfáltica del Periférico Universitario.

1.11.2. Priorización de las necesidades

Se determinó, dadas las demandas de la población estudiantil y público en general que visitan a diario las instalaciones del Campus Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala, que las prioridades entre los proyectos mencionados en el inciso anterior son las siguientes:

- Diseño del tercer acceso hacia la Universidad por la avenida Petapa.
- Diseño del Auditorium para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia.

2. DISEÑO DE PAVIMENTACIÓN

En el siguiente capítulo se presenta la secuencia para el diseño de un pavimento rígido de concreto según las especificaciones de la PCA, con sus respectivas obras de protección y obras complementarias.

2.1. Diseño de la pavimentación del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala, por la 35 calle de la avenida Petapa

En la actualidad la Universidad de San Carlos de Guatemala cuenta con ocho Escuelas y diez Facultades en las instalaciones del Campus Central Universitario, ubicado en la zona 12 de la Ciudad de Guatemala y alberga una cantidad aproximada de 104 000 estudiantes, que se han visto afectados por las limitaciones que presenta la Universidad en relación a su acceso.

En la actualidad la Universidad solo cuenta con dos vías acceso, por la avenida Petapa y por el Anillo Periférico, lo cual dificulta el tránsito vehicular en determinadas horas críticas, muchas que coinciden con el inicio de algunas jornadas, como por ejemplo en la mañana se presenta fuerte congestionamiento vehicular alrededor de las 7:00 horas hasta aproximadamente a las 8:00 horas, mismo problema que se observa para la jornada nocturna en horarios de 16:30 horas hasta alrededor de las 18:00 horas, esto crea grandes retrasos tanto para la comunidad estudiantil, como para la comunidad docente, pues su horario se ve directamente afectado por el alto tránsito vehicular a estas horas en la Universidad.

Lo que se pretende con la creación de un tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala, es agilizar el movimiento vehicular dentro de esta, se tiene contemplado hacer una segunda conexión con la avenida Petapa, este tramo comprende del parqueo de catedráticos del edificio S-6 de la Facultad de Ciencias Económicas, pasando por detrás del Estadio Revolución, para salir a la 34 calle y avenida Petapa.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto tiene contemplada una longitud aproximada de ciento setenta y siete metros según sección, un ancho establecido para dos carriles de tres metros con sesenta centímetros, el hombro de cada carril será de ochenta centímetros y su respectiva escorrentía superficial. Las cunetas tendrán un ancho de cuarenta y tres centímetros.

Se tiene previsto que la capa de rodadura sea de concreto asfáltico y que cumpla con un desarrollo de bombeo de drenaje pluvial del 3 por ciento y el diseño de transversales.

Adicional a esto se deberán construir muros de contención en algunos segmentos del tramo.

2.1.2. Estudios topográficos

Consiste en determinar la geometría del terreno, para establecer la posición y elevación de los puntos situados sobre la superficie del terreno. Para este proyecto el perfil principal muestra pendientes longitudinales uniformes que presentan generalmente poca variación, la pendiente transversal es escasa en algunos puntos, con la regularidad de ser nula en la mayoría del tramo.

2.1.2.1. Levantamiento topográfico preliminar

Como parte del desarrollo de la propuesta para este proyecto, se contacto a la empresa LANGCO, que fue la encargada de llevar a cabo los estudios topográficos correspondientes.

2.1.2.1.1. Altimetría

La altimetría permite conocer la sección vertical del terreno, y conocer la pendiente del terreno natural, para lograr definir la subrasante.

Se realizo este análisis por medio de nivelación barométrica, que consiste en la utilización de barómetros o altímetros, de modo que el desnivel entre dos puntos se deduce por la variación en la columna de mercurio.

2.1.2.1.2. Planimetría

Este trabajo se realizó para obtener la representación gráfica en planta del área a pavimentar, y de esta forma localizar la línea central, secciones transversales y la ubicación de servicios existentes. La planimetría se realizó con el método de conservación de azimut, por medio de una poligonal abierta, los resultados están referidos en el plano de planta general.

2.1.3. Consideraciones de diseño

Se evaluaron aspectos generales como la localización del tramo carretero, con el fin de que sea ubicado en un área que permita la agilización del tránsito vehicular.

2.1.3.1. Ubicación y localización del tramo carretero

El terreno designado para la construcción del tramo carretero en mención se encuentra ubicado en las instalaciones del Campus Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala, localizado este a inmediaciones de los edificios S-3, S-6 correspondientes a la Facultad de Ciencias Económicas, el estadio Revolución, en el que actualmente recibe sus compromisos de la Liga de Primera División de Fútbol el equipo de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en condición de local, y la entrada a la colonia Villa Sol.

2.1.3.2. Aspectos del camino existente

Actualmente en el área designada para el desarrollo del proyecto no se encuentra ningún indicio de construcción o paso vehicular previamente establecido. Si se encuentran cuatro pozos de visita que corresponden a la red de alcantarillado sanitario de la Universidad de San Carlos de Guatemala, los cuales serán reubicados para hacerlos coincidir con el drenaje del tramo carretero

2.1.4. Estudio de suelos

El estudio de suelos es un documento técnico que engloba el conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tiene por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las sollicitaciones de carga. Estos se llevaron a cabo en las instalaciones del Laboratorio de Suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería.

Para determinar las propiedades del suelo, se trabajó en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería, en donde se realizaron los ensayos citados a continuación:

2.1.4.1. Granulometría

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que lo componen. Existen diferentes procedimientos que permiten conocer la distribución granulométrica de un suelo; así, para suelos de partículas gruesas el procedimiento más expedito es el de tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de las partículas, el análisis por tamizado se hace cada vez más difícil teniéndose entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. Los estudiantes realizarán como práctica estudiantil el análisis granulométrico de un suelo por tamizado.

El análisis granulométrico por tamizado se realiza con partículas de suelos retenidas en el tamiz No. 200 (0,075 milímetros) y consiste en hacer pasar el suelo a través de un juego de tamices de aberturas conocidas. Por tanto, el tamaño o diámetro de la partícula está definido por la dimensión lateral o lado de la abertura cuadrada del tamiz.

Del ensayo efectuado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, del Centro de Investigaciones de ingeniería, se obtuvieron los resultados que se detallan a continuación.

Tabla II. **Análisis granulométrico por tamices**

Análisis con tamices		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	--	--
¾"	19,00	100,00
4	4,76	93,67
10	2,00	84,78
40	0,42	58,95
200	0,074	29,06

Fuente: elaboración propia.

Con lo que se determinó la composición del suelo, teniendo este un 6,33 por ciento de grava, un 64,62 por ciento de arena y un 29,06 por ciento de finos.

2.1.4.2. Límites de Atterberg

Para determinar la consistencia de los suelos y comprender mejor como el contenido de humedad afecta a la compatibilidad del suelo, se deben examinar las características limitantes del suelo, por lo tanto los límites de Atterberg sirven de base para la diferenciación entre los materiales altamente plásticos, ligeramente plásticos y los no plásticos.

2.1.4.2.1. Límite Líquido (LL)

Este es el contenido de humedad con el cual el suelo pasa del estado plástico al estado líquido. Este límite representa que el suelo tiene suficiente humedad para vencer la fricción y cohesión molecular del suelo.

Límite Líquido (L.L) = 34,20 %

Dado que el suelo presenta un Límite Líquido menor al 50 por ciento, se puede establecer que es de consistencia óptima, y no se deforma fácilmente.

2.1.4.2.2. Límite Plástico (LP)

Representa el contenido de humedad con el cual las partículas se deslizan una sobre otras y todavía poseen cohesión apreciable.

Límite Plástico (LP) = 38,03 %

2.1.4.2.3. Índice Plástico (IP)

Es la diferencia numérica entre el límite plástico y el límite líquido de un suelo. Los suelos que tienen altos índices plásticos son totalmente compresibles y tienen alta cohesión.

Índice de Plasticidad (I.P) = 3,83 %

2.1.4.3. Ensayo de compactación o Proctor Modificado

Método estandarizado para determinar el óptimo contenido de agua y correspondiente densidad seca máxima. En la prueba Proctor modificado se utiliza un pistón manual para compactar un volumen $1/30$ pies³. Para las pruebas de laboratorio se ha adaptado un procedimiento bajo la norma AASHTO T-180 se utiliza un martillo de 10 libras que se deja caer desde una altura de 18 pulgadas. La muestra del suelo se compacta en cinco capas por medio de 25 impactos del martillo por capa, produciéndose una fuerza de 56 200 libra sobre pie.

Según los análisis efectuados en laboratorio, se obtuvieron los valores descritos a continuación:

Tabla III. **Resultados de ensayo de Proctor Modificado**

Proctor Modificado	Descripción del suelo	Densidad seca máxima	Humedad optima
Norma AASHTO T - 180	Arena limosa con color café oscuro	1 532 Kg / m ³ 95,6 lb / pie ³	16,5 %

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.4. Ensayo de valor soporte CBR

Este es un índice de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, el CBR bajo la norma AASHTO T-193 se obtiene como la relación unitaria necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón dentro de la muestra compactada de suelo bajo un contenido de humedad y densidad obtenidas con la profundidad de penetración en una muestra estándar de material desmoronado. En forma de ecuación se expresa como:

$$\text{CBR} = \frac{\text{carga unitaria del ensayo}}{\text{carga unitaria patrón}}$$

Los valores que se obtuvieron en el Laboratorio de Suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería, son los siguientes.

Tabla IV. **Resultados del ensayo de valor soporte California (CBR)**

Probeta No.	Golpes No.	A la compactación		C (%)	Expansión (%)	CBR (%)
		H (%)	Y (lb / pie ³)			
1	10	16,50	85,3	89,2	0,13	24,3
2	30	16,50	92,6	96,8	0,17	64,3
3	65	16,50	92,4	100,8	0,15	70,7

Fuente: elaboración propia.

Con estos valores, se puede determinar que a un porcentaje de compactación del 95 por ciento, el suelo alcanza un CBR de 65 por ciento, por lo que se puede decir que el suelo se encuentra en óptimas condiciones para ser usado en las capas de base y subbase.

2.1.4.5. Análisis de resultados

De todos los ensayos detallados anteriormente, se puede establecer lo siguiente:

Clasificación P.R.A del suelo: A – 1 – b, que corresponde a una arena con o sin partículas finas de granulometría bien definida.

Lo que se determinó en el Laboratorio de Suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería, es que se trataba de una arena limosa color café oscuro.

2.1.5. Diseño de pavimento

Se consideró el diseño de la carpeta de rodadura con concreto asfáltico por ser una alternativa diferente al pavimento que presenta el Periférico Universitario. Este tipo de pavimento permite una mejor distribución de las presiones a lo largo de la losa de concreto, de la misma manera contrarresta los esfuerzos presentados en la subrasante derivado del paso vehicular.

La Asociación de Cemento Portland (PCA), proporciona dos métodos de diseño para determinar el espesor de las losas que resisten las cargas de tránsito para calles y carreteras con pavimentos rígidos..

Estos métodos son los siguientes:

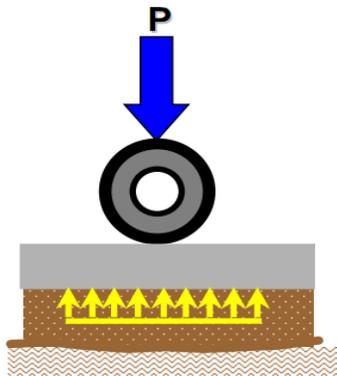
- El Método Simplificado, es un procedimiento de diseño en el cual no se utilizan estaciones de control vehicular, y se pueden diseñar losas con y sin bordillos.
- El Método de Capacidad, este método de diseño utiliza datos de carga-eje, obtenidos por medio de estaciones de control vehicular, para conocer el peso de los vehículos que pasan por el lugar.

Para el diseño del espesor y dimensionamiento del pavimento rígido del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala, por la avenida Petapa y 35 calle, se utilizó el método simplificado de la PCA.

Este método sugiere un diseño basado en experiencias generales de comportamiento del pavimento, hechos a escala natural, sujetos a ensayos controlados de tráfico, la acción de juntas y hombros de concreto. Se asume

para el peso y tráfico de camiones, ejes equivalentes E-18 y ejes tándem T3-S2, que presentan una carga de 8,2 toneladas por eje. Esta evaluación hace constar que el daño provocado por un camión semirremolque de 36 toneladas equivale al daño que provocaría el paso de 9 600 vehículos livianos aproximadamente.

Figura 2. **Presión ejercida en la subbase de un pavimento rígido**



Fuente: elaboración propia.

El Método Simplificado, incluye en el análisis solamente al tráfico promedio diario de camiones (TPDC), el cual incluye solo camiones de seis llantas y unidad simples de tres ejes, excluyendo pick-ups, paneles y otros tipos de vehículos. Sólo se utiliza el número de ejes simples o tándem esperado para la vida útil del proyecto, el cual se estima de 20 años según la PCA.

Además el Método Simplificado de la PCA permite que se considere el uso de hombros o bordillos. Los hombros o bordillo de concreto son recomendables por el hecho de ser útiles en la reparación o prevención de accidentes en la carretera, además de reducir el espesor de la losa en algunos casos en una pulgada o más. La función del bordillo es servir como viga lateral

para aumentar la resistencia del concreto a esfuerzos de flexión, disminuyendo el efecto de la tensión en el concreto.

2.1.5.1. Parámetros de diseño

Análisis granulométrico de suelos por tamizado según la norma AASHTO T – 88

El análisis granulométrico tiene por objeto la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de suelo.

Determinación del límite líquido de los suelos según la norma AASHTO T – 89

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el límite entre el estado líquido y el estado plástico.

Límite plástico e índice de plasticidad según la norma AASHTO T – 90

El objeto de este ensayo es la determinación en el laboratorio del límite plástico de un suelo, y el cálculo del índice de plasticidad si se conoce el límite líquido del mismo suelo.

Se denomina límite plástico a la humedad más baja con la que pueden formarse cilindros de suelo de unos 3 milímetros de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa, sin que dichos cilindros se desmoronen.

Relaciones de peso unitario-humedad en los suelos equipo modificado según la norma AASHTO T – 180

Estos métodos de ensayo se emplean para determinar la relación entre la humedad y el peso unitario de los suelos compactados en un molde de un tamaño dado con un martillo de 10 libras, que cae desde una altura de 18 pulgadas.

Relación de soporte del suelo en el laboratorio (CBR de laboratorio) según la norma AASHTO T – 193

Esta norma describe el procedimiento de ensayo para la determinación de un índice de resistencia de los suelos denominado valor de la relación de soporte, que es muy conocido debido a su origen, como CBR (California Bearing Ratio). El ensayo se realiza normalmente sobre suelo preparado en el laboratorio en condiciones determinadas de humedad y densidad; pero también puede operarse en forma análoga sobre muestras inalteradas tomadas del terreno.

Este índice se utiliza para evaluar la capacidad de soporte de los suelos de sub-rasante y de las capas de base, subbase y de afirmado.

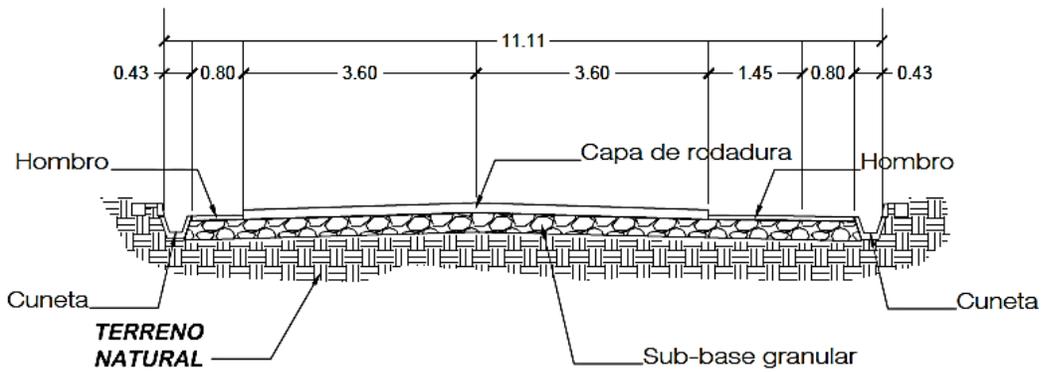
2.1.5.2. Período de diseño

Se tiene contemplado para el proyecto del Tercer Acceso hacia la Universidad de San Carlos por la avenida Petapa y 35 calle, un período de diseño de 20 años, según establece el Método Simplificado para el diseño de pavimentos rígidos de la PCA.

2.1.5.3. Elementos geográficos del alineamiento transversal

Los elementos geográficos de alineamiento transversal son todos aquellos que definen el perfil del terreno en dirección normal al eje del alineamiento horizontal. Sobre la sección transversal es posible definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección.

Figura 3. Sección típica de una carretera



Fuente: elaboración propia.

El ancho de corona es la superficie de la carretera que queda comprendida entre las aristas del terreno y los interiores de las cunetas. Definido por la rasante, el ancho de la calzada, la pendiente transversal y los hombros.

La rasante es la línea que se obtiene al proyectar en un plano vertical el desarrollo de la corona en la parte superior del pavimento. Este elemento es fundamental para el diseño ya que señala el final de la carretera.

El ancho de la calzada es la parte destinada a la circulación de los vehículos y varía dependiendo del número de carriles que se consideren para el diseño. En este caso, se consideraron dos carriles de 3,60 metros cada uno, por lo que el ancho de la calzada es de 7,20 metros, clasificándose esta como carretera tipo B, según la Dirección General de Caminos (DGC).

El hombro es el área o superficie adyacente a ambos lados de la calzada. Se diseña para obtener ventajas tales como la conservación del pavimento, la protección contra humedad y posibles erosiones en la calzada,

proporcionando al mismo tiempo seguridad al usuario al poder disponer de un espacio adicional fuera del ancho de calzada.

Las cunetas son canales o conductos abiertos para la conducción del agua, construidas paralelamente al eje de la carretera para drenar el agua de lluvia.

La pendiente transversal es la que se le da a la corona en el eje perpendicular al de la carretera. Según su relación con los hombros puede ser de tres tipos, la pendiente por bombeo en los tangentes del alineamiento horizontal con el objetivo de facilitar el escurrimiento superficial del agua. La pendiente por peralte, que es la inclinación para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga que ejerce el peso del vehículo en movimiento, y la pendiente por transición que es el bombeo dado por el cambio gradual de la pendiente por peralte hacia la pendiente por bombeo. Para este caso solo se presentan pendientes por bombeo por ser un tramo recto.

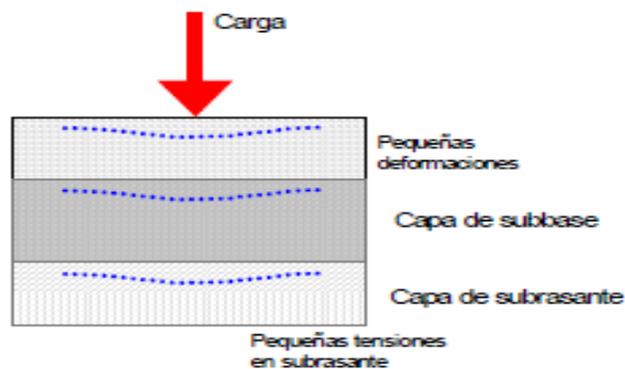
2.1.5.4. Pavimento rígido

Un pavimento rígido o pavimento de concreto consiste básicamente en una losa de concreto simple o armado, apoyadas directamente sobre la sub-base.

Los pavimentos de concreto varían en espesor, desde los considerados de menor espesor de 5 o 6 pulgadas (13 o 15 centímetros) para tráfico de carga ligera, para estacionamientos y algunas calles residenciales; hasta losas de mayor espesor para calles y carreteras principales, losas para pavimentos diseñadas para llevar tráfico vehicular de carga pesada, de tal intensidad y velocidad; finalmente, losas para pavimentos de aeropuertos, las cuales pueden

ser de hasta 24 pulgadas (61 centímetros) con cargas tan grandes, de hasta 750 000 libras (340 toneladas). Cada uno de estos tipos puede carecer de refuerzo, tener únicamente acero distribuido, ser relativamente reforzado, por ejemplo, pavimento de concreto con refuerzo continuo, e incluso pre-esforzado.

Figura 4. **Composición de la estructura de un pavimento rígido**



Fuente: elaboración propia.

2.1.5.4.1. Componentes estructurales

En los procedimientos de diseño, la estructura de un pavimento es considerada con un sistema de capas múltiples y los materiales de cada una de las capas se caracterizan por su propio módulo de elasticidad.

Debido a su consistencia y alto módulo de elasticidad, utiliza la acción de viga para distribuir la carga en un área de suelo relativamente grande, en este tipo de pavimento, la mayor parte de la capacidad estructural es proporcionada por la losa de concreto.

En un pavimento rígido, debido a la consistencia de la superficie de rodadura, se produce una buena distribución de las cargas, dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante.

Las capas que componen el pavimento son las siguientes, el terreno de fundación, sirve de soporte al pavimento después de haber sido terminado el movimiento de tierras y que una vez compactado, tiene las secciones transversales y pendientes indicadas en los planos de diseño, la capacidad de soporte del suelo depende en gran parte el espesor de la estructura del pavimento, si el terreno de fundación es pésimo, debe desecharse el material que lo conforma en la manera que sea posible y sustituirlo por un suelo de mejor calidad.

Aplicando la técnica de estabilización de suelos, se pueden mejorar las características de fricción interna y cohesión del suelo. Esto por medio del uso de materiales o productos estabilizadores, dentro de los cuales están: la cal hidratada, lechada de cemento, lechada de cal, granza de cal, cal viva, cemento portland, y materiales bituminosos. En disposiciones especiales puede usarse el cloruro de calcio o cloruro de sodio como materiales estabilizadores.

2.1.5.4.2. Capa o superficie de rodadura

Es la que constituye los últimos centímetros del pavimento, debe resistir las presiones verticales de contacto aplicadas por los neumáticos, las tensiones tangenciales de frenado, las succiones debidas al comportamiento de los neumáticos, etc. La calidad de los materiales que constituyen la capa de rodadura, deben estar en consonancia con la gran importancia de las solicitaciones a las que se ve sometida.

La seguridad a la rodadura de los vehículos debe proporcionarla la capa de rodadura mediante una textura que asegure una buena resistencia al deslizamiento de los neumáticos, la resistencia al deslizamiento de los neumáticos se compone de dos sumandos:

- Rozamiento por adherencia: debido a las interacciones moleculares que se producen en el área real de contacto entre los neumáticos y el pavimento.
- Rozamiento por histéresis: producido por las pérdidas de energía elástica, por efecto de las irregularidades de la superficie que obliga al caucho a deformarse. Solo en casos particulares se puede separar los dos componentes de rozamiento neumático - pavimento, ya que ambos son manifestaciones del mismo proceso de disipación de energía.

Materiales

Este apartado detalla los materiales a utilizar para la superficie de rodadura de concreto asfáltico. Cada uno de estos materiales deberán cumplir con las especificaciones respectivas de las normas que los regulen.

Cemento tipo Portland

Los cementos hidráulicos tipo Portland, deben ajustarse a las normas AASTHO M-85. El cemento Portland debe cumplir con las especificaciones detalladas en la tabla IX.

Además se debe indicar su clase de resistencia en libras por pulgada cuadrada (3 000, 4 000, 5 000 o 6000 psi) correspondientes a su resistencia mínima a los

28 días. Cuando no se especifique el cemento a utilizar, se deberá asumir un cemento de 4000 psi o mayor.

Tabla V. **Especificaciones del cemento Portland según normas AASHTO**

Norma AASHTO	Referencia
T – 89	Finura del cemento (por turbidímetro).
T – 105	Composición química del cemento.
T – 106	Resistencia a la compresión del mortero de cemento.
T – 107	Expansión del cemento en autoclave.
T – 127	Muestreo del cemento.
T – 131	Tiempo de fraguado (agua de vicat).
T – 137	Contenido de aire del mortero de cemento.
T – 153	Finura del cemento (por permeámetro).
T – 154	Tiempo de fraguado (aguja de Gilmore)
T – 186	Endurecimiento inicial del concreto.

Fuente: SIECA, Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales- p 153.

Agregados finos

Debe consistir en arena natural o manufacturada, compuestas por partículas duras y durables en conformidad a lo especificado por la norma AASHTO M – 6, clase B.

Agregados gruesos

Estos pueden ser grava o piedra triturada, parcialmente triturada o sin triturar, procesadas adecuadamente para formar un agregado clasificado según la norma AASTHO M – 80.

Agua

El agua para el mezclado y curado del concreto, de igual manera para el lavado de agregados debe de ser de preferencia agua potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas para el concreto y el acero, en caso de que el concreto sea reforzado. El agua de mar o salóbregas y de pantanos no debe usarse para concreto hidráulico.

El agua proveniente de abastecimientos y sistemas de agua potable puede ser usada sin la necesidad de efectuarle ensayos de laboratorio.

Para fuentes de abastecimiento poco profundas la toma debe hacerse teniendo cuidado de excluir sedimentos, hierbas y otras materias perjudiciales.

Aditivos

El uso de aditivos, tiene por objeto mantener y mejorar esencialmente la composición y rendimiento del concreto de la mezcla básica. Los aditivos mas utilizados en mezclas de concreto pueden ser

Ceniza volante

Se ha usado ceniza volante para sistemas de pavimentos de concreto de apertura rápida, pero generalmente como aditivo y no como sustituto del cemento Portland y debe cumplir con lo establecido por la norma AASHTO M – 295.

Aditivos químicos

Son aquellos que sin cambiar las características naturales del concreto hidráulico para pavimentos, ayudan en los diferentes procesos de construcción. Estos aditivos pueden ser inclusores de aire, según norma AASTHO M – 159, reductores de agua, especificados en la norma AASTHO M – 194, acelerantes y desacelerantes del fraguado según la norma AASHTO M – 194.

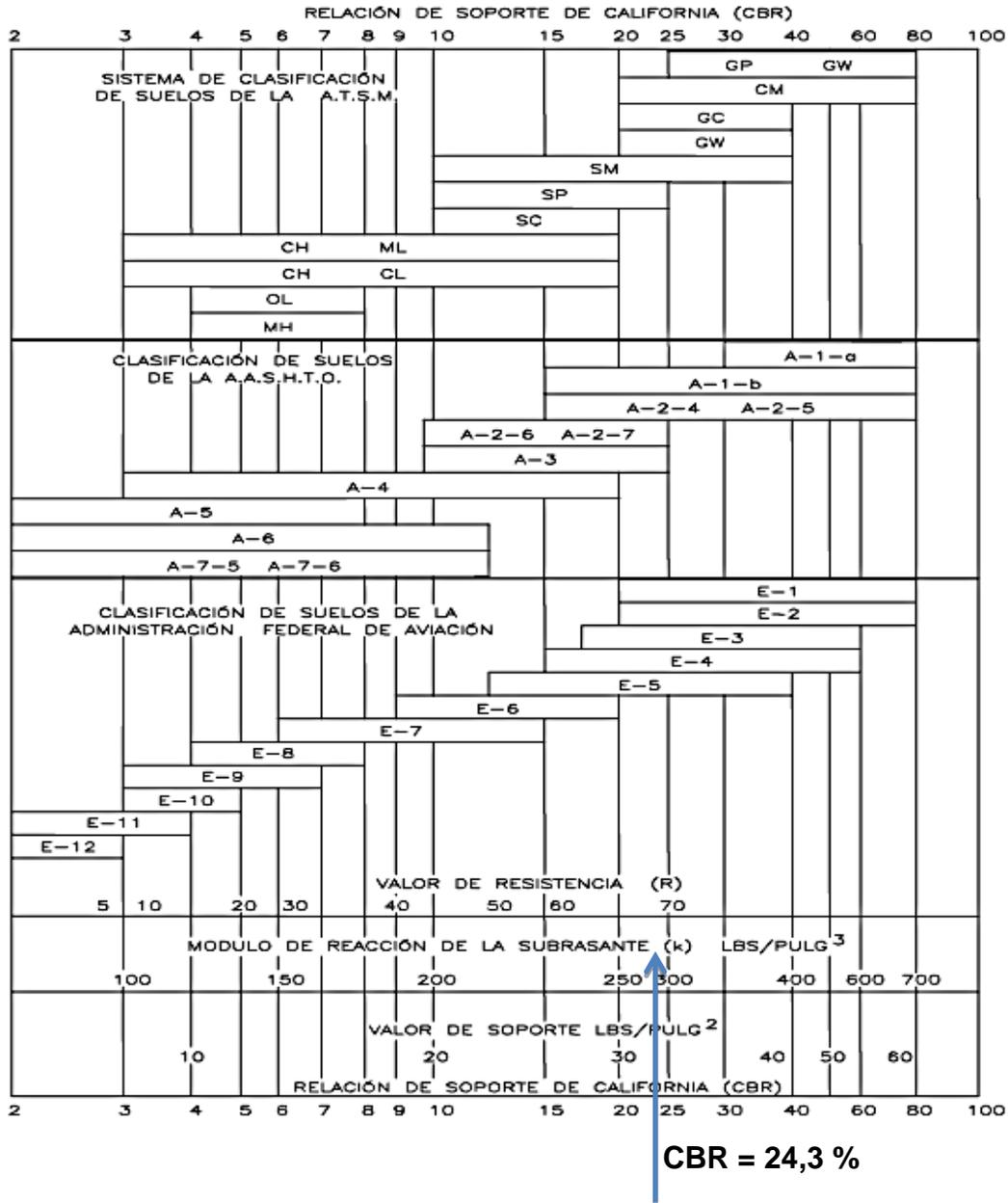
2.1.5.4.3. Diseño de la subrasante

La subrasante es la capa del terreno de una carretera que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecta la carga de diseño que corresponde a la estructura prevista.

El soporte que la sub-rasante presta al pavimento se expresa con el valor del módulo de reacción “k” de la subrasante y puede ser determinado mediante ensayos en el terreno o por correlación de valores soportes establecidos mediante otros ensayos.

El módulo de reacción K de la subrasante, encontrado según la imagen II, y tomando en cuenta el porcentaje de CBR es de 24,3 al 90 por ciento de compactación, da un valor aproximado de 280 libras por pulgada cúbica, presentando un soporte alto y se ha decidido por las características geométricas de pavimentos la utilización de bordillos a ambos lados de la carretera para encauzar el agua pluvial a los tragantes por medio de cunetas.

Figura 5. Relación del valor soporte California



Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos, p. 5.

2.1.5.4.4. Diseño de la subbase

Está constituida por una capa de material selecto o estabilizado, de un espesor compactado, según las condiciones y características del suelo existente en la subrasante, pero en ningún caso debe ser menor de 10 centímetros, ni mayor de 70 centímetros.

La capa de la subbase debe estar constituida por suelos de tipo granular en estado natural o mezclados, que formen y produzcan un material que llene los siguientes requisitos: el valor soporte, determinado por el ensayo CBR de la norma AASHTO T-193, mínimo de 30 libras por pulgada cuadrada, efectuado sobre una muestra saturada a 95 de compactación según norma AASHTO T-180, o bien que el valor del índice de plasticidad, según norma AASHTO T-90, no sea mayor del 50 por ciento.

Las piedras presentes en la subbase no deben exceder los 7 centímetros en tamaño, ni la mitad del espesor de la losa, y el exceso de suelos finos, como arcillas y limos, no puede sobrepasar el 50 por ciento en peso, de las partículas que pasan el tamiz número 200 (0,075 milímetros).

El material de la sub-base debe de estar libre de materiales vegetales, basura, grumos de arcilla dado que podrían ocasionar fallas en la estructura del pavimento.

Para el diseño del espesor de la subbase, en relación a lo expuesto anteriormente, se estableció un espesor de 30 centímetros, dado que el espesor de la capa o superficie de rodadura es de 15 centímetros, este material será de tipo granular y deberá cumplir con las especificaciones anteriormente detalladas.

Tabla VI. **Tipos de suelos de la subrasante y valores aproximados de k**

Tipo de suelos	Soporte	Rango de valores de K (lb / pulg ³)
Suelo de grano fino en que el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan.	Bajo	75 – 120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerable de limo y arcilla.	Medio	130 – 170
Arenas y mezclas de arena con grava relativamente libre de suelos finos.	Alto	180 – 220
Sub-base tratada con cemento.	Muy alto	250 – 400

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos, p. 149.

Con el valor de K obtenido para la subrasante se precede a calcular el valor de k para base granular y determinar el espesor de la misma.

Tabla VII. **Valores de k para bases granulares (según PCA)**

Valor de k de la sub-rasante (lb /pulg ³)	Valor de k sobre la sub-base (lb /pulg ³)			
	Espesor 4 pulgadas	Espesor 6 pulgadas	Espesor 9 pulgadas	Espesor 12 pulgadas
50	65	75	85	110
100	130	140	160	19
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.

2.1.5.4.5. Diseño de la capa o superficie de rodadura

Para el dimensionamiento de la losa de concreto hidráulico, se ha establecido un módulo de ruptura del concreto de 650 libras por pulgada cuadrada, y la resistencia nominal a la compresión de 5 000 libras por pulgada cuadrada a los veintiocho días, dado que se está considerando un concreto simple, sin acero de refuerzo.

Se ha definido una categoría número 3, correspondiente a calles arteriales y carreteras primarias de nivel medio, supercarreteras o interestatales urbanas y rurales de nivel bajo, puesto que se considera que dicho tramo en mención corresponde a una calle arterial de dos carriles, al unir al tráfico de la Universidad de San Carlos de Guatemala, con el tráfico de la avenida Petapa, en dirección sur. De igual manera se espera que el tránsito promedio diario (TPD) de dicha calle sea de 4 500 vehículos aproximadamente, lo que equivale a un tránsito promedio diario de camiones (TPDC) de 810.

Según los datos obtenidos por los ensayos de laboratorio para la muestra del suelo, y considerando el peor de los casos, se trabajara con un CBR de 24,3 por ciento a un 89,2 por ciento de compactación (ver anexos).

La secuencia de cálculo 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 V.
- Establecer el tipo de junta a utilizar.
- Decidir incluir o excluir hombros o bordillos en el diseño.

- Determinar el módulo de ruptura del concreto, con el 15 por ciento de la resistencia mínima a la compresión del concreto a los 28 días. Se recomienda utilizar un módulo de ruptura de 600 o bien de 650 libras por pulgada cuadrada.
- Determinar el módulo de reacción k de la subrasante. Se puede encontrar un valor aproximado a través del porcentaje de CBR, por medio de la figura 5.
- El valor aproximado de k , cuando se utiliza una base, se puede obtener de la tabla bases granulares, para esta estimación se utilizan las tablas VI y VII.
- Determinar el volumen de tránsito promedio diario de camiones en base al tránsito promedio diario de vehículos, según la tabla VIII.
- Determinar el espesor de losa según tabla VIII de diseño los parámetros anteriores.

Tabla VIII. Categorías de cargas por ejes

Carga por eje Categorías	Descripción	Tránsito			Máxima carga por eje (Kips)	
		TPD	TPDC		Eje sencillo	Eje tándem
			%	día		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 a 800	1 a 3	Arriba de 2.5	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y arterias (bajo).	700 a 5 000	5 a 18	De 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo)	3 000 a 12 000 (dos carriles) 300 a 50000 (cuatro carriles)	8 a 30	De 500 a 5000	30	52
4	Carreteras primarias, supercarreteras (altas), interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3,000 a 20000 (dos carriles) 300 a 150 000 (cuatro carriles)	8 a 30	De 1500 a 8000	34	60

El descriptor alto, medio y bajo se refieren al peso relativo de las cargas por eje para el tipo de calle o carretera.

Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos, p.148.

Dado que se tiene previsto el uso de bordillos y se esta trabajando con un módulo de ruptura del concreto de 650 psi, el espesor de la losa, tomando en cuenta que el TPDC es de 810 camiones, se logra establecer de la siguiente manera.

Tabla IX. **TPDC permisible, carga por eje categoría 2 en pavimentos con juntas dóvelas**

Sin acotamiento ni bordillos						Con acotamiento y/o bordillos				
Espesor de losa (cm)		Apoyo del terreno natural o de sub-base				Espesor de losa (cm)	Apoyo del terreno natural o de sub-base			
		bajo	medio	alto	Muy alto		bajo	medio	Alto	Muy alto
MR = 650 psi	14,0				5	12,5		3	9	42
	15,0				59	14,0	9	42	120	450
	17,0	9	43	120	490	15,0	96	380	700**	970**
	18,0	80	320	840	1200**	17,0	650**	1000**	1400**	2100**
	19,0	490	1200**	1500**		18,0	1100**	1900**		
	20,0	1300**	1900**							
MR = 600 psi	15,0				11	12,5			1	8
	17,0		8	24	110	14,0	1	64	23	98
	18,0	15	70	190	750	15,0	19	620	220	810
	19,0	110	440	110	2100**	17,0	160	1900**	1400**	2100**
	20,0	590	1900**			18,0	1000			
	22,0	1900*+								
MR = 550 psi	17,0			4	19	14,0			3	17
	18,0		11	34	150	15,0	3	14	41	160
	19,0	19	84	220	890	17,0	29	120	320	1100
	20,0	120	470	1200		18,0	210	770	1900	
	22,0	560	2200			19,0	1100			
	23,0	2400								

El ** hace referencia a que en estos valores rige el análisis por erosión de otra manera controla el análisis por fatiga.

Fuente: Salazar Rodríguez, Aurelio. Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos, p. 150.

De la figura 5, se obtiene un valor aproximado de K de 280 libras por pulgada cúbica, por lo que se considera un valor de sub-rasante muy alto, según tabla VI y se determino un espesor de 12 pulgadas para la sub-base granular por medio de la tabla VII. De la tabla VIII, se estableció que el espesor de la losa de concreto será de 6 pulgadas, para un módulo de ruptura de 650 libras por pulgada cuadrada y un suelo con capacidad de soporte muy alta y tomando en cuenta el uso de bordillos, que permite un TPDC de 970 camiones.

2.1.5.5. Tipo de juntas

Las juntas en pavimentos rígidos detallan la continuidad de las losas de concreto y ayudan a la transmisión de cargas entre estas. Se puede decidir entre usar el mismo tipo de juntas en ambos sentidos (longitudinal y transversal), o usar distintos tipos como en el siguiente caso.

2.1.5.5.1. Juntas longitudinales

Las juntas longitudinales serán juntas de contracción, estas permiten el movimiento horizontal de las losas causado por las contracciones originadas por el secado y los cambios de temperatura en el concreto.

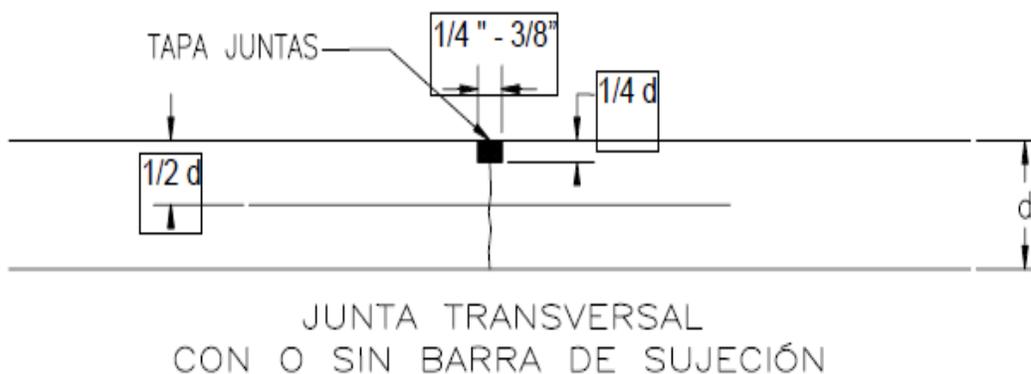
Las juntas de contracción dividen una gran área de pavimento en pequeños rectángulos en los cuales el lado mayor no debe de excederse de 1,5 veces el lado menor. Para el caso de este pavimento, el lado menor es de 3,60 metros, considerando el ancho del carril de la carretera, el lado mayor es de 4,50 metros que es la separación máxima permisible de la losa en carreteras de concreto simple según la PCA. Se puede observar de acuerdo con lo anterior

que 4,50 metros es menor a 5,40 metros, que es el lado menor 3,60 metros aumentado 1,5 veces.

Después de haber fundido la plancha de concreto se procederá a aserrar la plancha, este procedimiento representa una mayor inversión, pero presenta una junta de mayor durabilidad, con bordes más duraderos y una buena regularidad. El corte con sierra debe realizarse lo más rápido posible, teniendo cuidado de no dañar los bordes de la losa, pero sin haber dejado pasar seis horas después de haber colocado el concreto.

Para el sellado de las juntas longitudinales se usara una pequeña capa de pavimento asfáltico, para sellar y nivelar el corte, la aplicación en las juntas se detalla en la figura 6.

Figura 6. **Detalle de juntas longitudinales**



Fuente: CHACÓN VALDEZ, Henry Ernesto. diseño de pavimento rígido de la Calzada principal al municipio de El Progreso, p. 38.

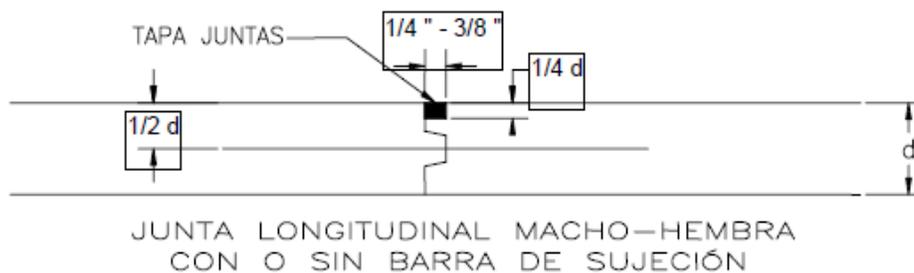
2.1.5.5.2. Juntas transversales

Además de los esfuerzos generados por el tráfico, el pavimento debe controlar esfuerzos causados por los movimientos de contracción o expansión del concreto y los gradientes por temperatura y humedad, entre la superficie y el apoyo de la losa. Dichos esfuerzos se controlan con un dimensionamiento correcto de las losas, o sea, diseñando las juntas del pavimento.

Para pavimentos rígidos de concreto hidráulico simple, se presenta un espaciamiento máximo entre juntas de 4,50 metros, según el Manual centroamericano de diseño de pavimentos.

Se utilizarán juntas dovelas, conocidas también como pasadores o pasajuntas. Estas juntas fueron diseñadas para la transmisión de carga de una losa hacia la siguiente. La junta tipo dovela se logra haciendo un detalle macho-hembra en el concreto en el sentido transversal. Este detalle requiere más trabajo, pero garantiza una disminución en el espesor de la losa.

Figura 7. Detalle de juntas dóvelas



Fuente: CHACÓN VALDEZ, Henry Ernesto. Diseño de pavimento rígido de la Calzada principal al municipio de El Progreso, p. 38.

2.1.6. Estructura final del pavimento

Como primer punto, se estableció el valor del módulo de ruptura del concreto con el que se trabajara, para este dato se estimó que era conveniente fijarlo en 650 libras por pulgada cuadrada.

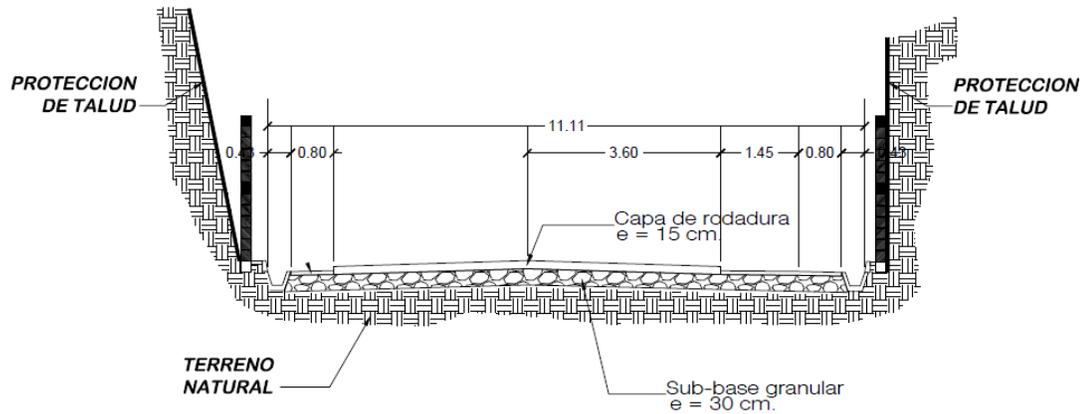
Seguido de esto, y en referencia a la ilustración V, se estableció el valor del módulo de reacción K, de la sub-rasante en 280 libras por pulgada cúbica, dado que el valor que se determinó en el ensayo de razón soporte california (CBR), es de 24,3 por ciento.

Se estima un paso de 4,500 vehículos diarios para el tramo en diseño, correspondiente a tránsito promedio diario (TPD), con lo que se establece un tránsito promedio diario de camiones de dos ejes (TPDC), equivalente a 18 por ciento del TPD, es decir 810, según tabla VIII.

Basándose en la tabla IX, se determinó un espesor de losa de 15 centímetros por considerar el apoyo del terreno natural o sub-rasante como alto.

Se consideró para este proyecto una capa de concreto simple con juntas dovelas como dispositivos de transferencia de cargas entre cada una de las planchas de concreto, en el sentido transversal.

Figura 8. **Sección final de una carretera**



Fuente: elaboración propia.

2.1.7. **Elaboración de planos finales**

Se presentó un juego consistente en 7 planos. Los primeros dos corresponden a plantas topográficas, planta y perfil, los siguientes dos corresponden a las secciones transversales de la carretera y los últimos tres detallan las obras complementarias del proyecto.

2.1.8. **Evaluación de impacto ambiental inicial**

Se llama evaluación de impacto ambiental inicial (EAI) al instrumento de análisis ambiental, al cual son sometidos cada uno de los proyectos dispuestos a ser evaluados con una infraestructura menor de 1 500 metros cuadrados de construcción, a la vez que cumplan con las características establecidas en el listado taxativo implementado por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), se analizara el impacto al entorno que genera cada una de las fases que comprende el proyecto desde su concepción hasta su operación

determinando el grado de impacto dando una clasificación al mismo de bajo, moderado y alto.

Dado que se pretende desarrollar el tramo carretero en un área previamente urbanizada, y evaluando que la implementación de este solo hará necesaria la tala de un bajo número de árboles, se puede clasificar que el proyecto tiene un impacto ambiental bajo.

2.1.9. Obras complementarias

Adicional a la estructura convencional del pavimento, se procederá a salvaguardar el proyecto mediante la implementación de obras complementarias, como las cunetas y drenajes, adicional a esto se presenta el diseño de un muro perimetral y de dos obras de protección, los cuales serán descritos a continuación:

2.1.9.1. Diseño de cunetas

Área = 0,169124 Ha.

C = coeficiente de escorrentía, el coeficiente de escorrentía dado para techos de losa fundida de concreto armado esta entre 0,70 y 0,95, por lo que se tomara un valor medio, el cual será de 0,83.

$$i = \frac{4,604}{t+24}$$

$$i = \frac{4,604}{6+24}$$

$$i = \frac{4,604}{30}$$

$$i = 153.4666667 \text{ mm/hora}$$

Para un aguacero de 24 minutos de duración, y una frecuencia en acontecimiento de 25 años.

Para estimar caudales por el método racional se emplea la expresión:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

C = coeficiente de escorrentía

i = intensidad de lluvia en mm/hora

A = área del tramo carretero en hectáreas

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

$$Q = \frac{0,83 \cdot 153,4666667 \cdot 0,169124}{360}$$

$$Q = 0,05984 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se tomó la mitad del área de la carretera, porque se tiene previsto cunetas en ambos extremos, de manera que cada cuneta drenada el agua correspondiente a la mitad, debido a la pendiente de bombeo del tramo carretero.

Condiciones de diseño:

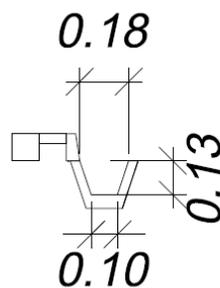
S= 5%

Lleno al 70%

Q= caudales

n= 0,015

Figura 9. Sección de cuneta



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(0,18+0,10) \cdot 0,13 / 2}{0,13+0,13+0,10} = \frac{0,02 \text{ m}^2}{0,36 \text{ m}} = 0,055 \text{ m}$$

Usando la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,015} \cdot 0,169124 \cdot (0,055)^{2/3} \cdot (0,05)^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,015} \cdot 0,00065112843$$

$$Q = 0,3646 \text{ m}^3/\text{s}$$

El área de la cuneta propuesta es suficiente para transportar el caudal de diseño.

2.1.9.2. Diseño de drenajes transversales

Área = 0,12088 Ha.

C = coeficiente de escorrentía, el coeficiente de escorrentía dado para techos de losa fundida de concreto armado esta entre 0,70 y 0,95, por lo que se tomará un valor medio, el cual será de 0,83.

$$i = \frac{4,604}{t+24}$$

$$i = \frac{4,604}{6+24}$$

$$i = \frac{4,604}{30}$$

$$i = 153.4666667 \text{ mm/hora}$$

Para un aguacero de 24 minutos de duración, y una frecuencia en acontecimiento de 25 años.

Para estimar caudales por el método racional se emplea la expresión:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

C = coeficiente de escorrentía

i = intensidad de lluvia en mm/hora

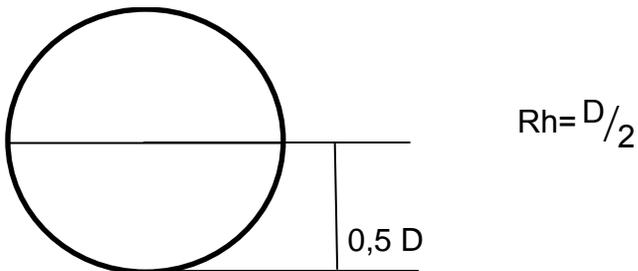
A = área de la cuenca en hectáreas

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

$$Q = \frac{0.83 \cdot 153.4666667 \cdot 0.12088}{360}$$

$$Q = 0.04277 \text{ m}^3/\text{s}$$

Figura 10. **Tubería a sección parcialmente llena (50%)**



Fuente: elaboración propia.

Condiciones de diseño:

S= 3%

Lleno al 50%

Q= caudales

D = incógnita

Usando la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Usando la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{n} * \left(\pi * \left(\frac{D}{2} \right)^2 \right) * \left(\frac{D}{2} \right)^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,015} * \pi * \frac{D^2}{4} * \frac{D^{2/3}}{1,587401052} * 0,03^{1/2}$$

$$Q = 36,27598728 * \frac{D^{8/3}}{6,349604208}$$

$$Q = 5,713109997 * D^{8/3}$$

$$d = \left(\frac{Q}{5,713109997} \right)^{3/8}$$

Para $Q = 0,17 \text{ m}^3/\text{seg}$;

$$d = \left(\frac{0,17}{5,713109997} \right)^{3/8}$$

$d = 10$ pulgadas, considerando la tubería a sección llena. Por lo que se recomienda utilizar tubería concreto de 30 pulgadas, para que este trabaje a menos del 50 por ciento de la sección llena.

2.1.9.3. Diseño de muro perimetral

Para el diseño del muro perimetral se tiene contemplado BARDABLOCK que consta de la implementación de un sistema estructural de muros perimetrales prefabricados.

Este sistema utiliza block de concreto de 40 kilogramo sobre centímetro cuadrado de resistencia. Se armaran postes de 20 x 20 centímetros de dimensiones, con 4 varillas de acero de 4,5 milímetros y eslabones de 3,8 milímetros a cada 30 centímetros. La separación de estos postes será de 2,50 metros, y se tiene una altura prevista de 2,10 metros. El concreto a utilizar será de 210 kilogramos sobre centímetro cuadrado.

2.1.9.4. Muro de contención

Para la conformación de este muro se utilizara el geosintético conocido como geomalla, que cumplan con los valores mínimos de resistencia a la tensión de diseño (5 por ciento de deformación), resistencia última a la tensión y resistencia permisible, según norma el Libro Azul de Caminos, en su sección 255.03.

El material de relleno utilizado en las áreas reforzadas con geomalla debe estar libre de materias orgánicas o de otros materiales inapropiados y drenar libremente, de acuerdo con lo establecido en la sección 206.03, inciso a, del Libro Azul de Caminos. Además de estar sustancialmente libre de lutitas u otras partículas blandas de poca durabilidad y no debe de perder más del 30 por ciento de la integridad de sulfatos de magnesio después de cuatro ciclos.

El material de relleno debe de ser compactado al 95 por ciento de la densidad máxima, según norma AASHTO T – 99, a la vez que su contenido óptimo de humedad no debe excederse del 3 por ciento.

El material debe de ser colocado, esparcido y compactado de manera que se minimicen las arrugas y el desplazamiento del geosintético de relleno.

El cimiento corrido para dicho muro será de 3 varillas no. 4 y estribos no. 3 a cada 30 centímetros, con dimensiones de 60 centímetros de largo por 20 centímetros de alto y 2 hileras de block antes de llegar a la solera que cargara el muro de contención.

2.1.9.5. Protección del talud

Previo a realizar cualquier actividad de protección, se procederá a retirar la basura, suelo orgánico y vegetación existente en el corte, así como en la base, los trabajos serán efectuados de arriba hacia abajo.

Una vez afinado el talud se procederá a colocar la malla electrosoldada 10-10 en sección con pendiente, esta se anclara con varillas No. 5 de 1 metro de longitud en ambos sentidos, previo a colocar la capa de concreto de 6 centímetros, aplicadas en dos capas de 3 centímetros cada una, con un $f'_c = 210$ kilogramos sobre centímetro cuadrado.

De presentarse problemas de adherencia o socavación durante el lanzamiento del concreto, se procederá a colocar lámina galvanizada acanalada y malla galvanizada entre el terreno natural y la malla electrosoldada.

Se instalarán anclajes de acero No. 6 a cada metro, de centro a centro y a 1 metro de longitud con una inclinación de 30 grados respecto a la horizontal, de los cuales 95 centímetros se alojarán en el talud y los 5 centímetros restantes deberán de amarrarse haciendo una escuadra de doce diámetros con la malla.

2.1.10. Presupuesto

El presupuesto detalla el costo hipotético del proyecto, puede variar de acuerdo a cambios en los precios de los materiales, maquinaria y equipo o mano de obra. Se presenta la cuantificación de los renglones a trabajar y el modelo de integración de costos unitarios.

2.1.10.1. Cuantificación de renglones

La cuantificación de renglones es una lista detallada de los rubros que se trabajaran en el proyecto. Este detalla todos los aspectos que se deberán desarrollar para la finalización óptima del proyecto.

Tabla X. Renglones de trabajo

Renglón	Unidad	Cantidad
Limpia chapeo y destronque	Ha.	0,196647
Excavación no clasificada	m ³	2074
Excavación no clasificada de desperdicio	m ³	4 200
Excavación estructural	m ³	884,91
Reacondicionamiento de la sub-rasante	Km	0,177
Carpeta de rodadura	m ³	272,14
Cunetas revestidas	m	354
Alcantarillado de concreto de 30"	m	12,11
Muro de contención	m	354

Continuación de la tabla X.

Muro perimetral	m	354
Protección de talud	m	80
Bordillos	m	354

Fuente: elaboración propia.

2.1.10.2. Modelo de integración de costos unitarios

El modelo de integración de costos unitarios detalla el costo de realizar cada actividad, tomando en cuenta maquinaria, equipo, mano de obra y herramientas. Adicional a esto también se detalla cuando espera ganar la empresa que se llegara a adjudicar el proyecto, de acuerdo con los costos administrativos que esperan percibir.

Tabla XI. Integración de costos unitarios

Excavación no clasificada				
Rendimiento 40 m³/ hora				
Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
Tractor	1	Hora	450,00	450,00
Trazo y nivelación	1	Hora	59,38	59,38
Combustibles	8	Galones	40,00	320,00
Lubricantes	1	Global	32,00	32,00

Continuación de la tabla XI.

Mano de obra directa	2	operarios	15,00	30,00
Mano de obra indirecta	70 % de la mano de obra directa.			21,00
Prestaciones	90% (M.O. directa + M.O. indirecta)			45,90
SUBTOTAL (1)				958,28
Imprevistos (3%)				28,74
SUBTOTAL (2)				987,02
Administración (10 %)				98,71
Utilidad (10%)				98,71
Impuestos (10%)				98,71
TOTAL				1 283,15

Fuente: elaboración propia.

Como se detalló anteriormente, este cálculo es para un rendimiento de 40 metro cúbico por hora, por lo que para encontrar el precio unitario por metro cúbico, simplemente basta con dividir el resultado total dentro de 40, de la siguiente manera.

$$\text{Precio unitario del renglón} = \frac{\text{Total}}{\text{Rendimiento}} = \frac{\text{Q. 1 283,15}}{40} = \text{Q 32,08}$$

2.1.10.3. Costo total del proyecto

La tabla XII detallada a continuación tiene el costo total del proyecto para cada uno de los renglones que se trabajaron, en base a la cantidad y los precios unitarios de cada renglón.

Tabla XII. Costo total del proyecto

Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
Limpia chapeo y destronque	Ha	0,196647	Q. 3 127,11	Q. 614,93
Excavación no clasificada	m ³	2 074	Q. 32,08	Q. 66 533,92
Excavación no clasificada de desperdicio	m ³	4 200	Q. 25,43	Q. 106 806,00
Excavación estructural	m ³	884,91	Q. 64,92	Q. 57 450,13
Reacondicionamiento de la sub-rasante.	Km	0,177	Q. 40 044,29	Q. 7 087,84
Sub-base granular de espesor de 30 cm.	m ³	272,14	Q. 177,13	Q. 31 875,76
Carpeta de rodadura	m ³	272,14	Q. 525,00	Q. 142 873,50
Cunetas revestidas	m	354	Q. 135,00	Q. 47 790,00
Alcantarillado de concreto de 30".	m	12,11	Q. 1 244,97	Q. 15 076,59
Muro de contención	m	354	Q. 1 387,56	Q. 491 196,24
Muro perimetral	m	354	Q. 540,00	Q. 191 16000
Protección de talud	m	80	Q. 1 141,23	Q. 91 298,40
bordillos	m	354	Q.125,00	Q. 44 250,00
TOTAL				Q. 1 278 936,72

Fuente: elaboración propia.

3. DISEÑO DEL AUDITÓRIUM PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS QUÍMICAS Y FARMACIA

3.1. Breve reseña histórica de la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia

Los estudios de Farmacia se llevaban a cabo en la Facultad de Medicina, a partir de 1840 y de la cual el primer farmacéutico egresó en 1843. La Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia se estableció el 18 de septiembre de 1918, siendo su primer decano el doctor Rodolfo Robles.

El edificio que ocupó inicialmente la Facultad era el que ocupaba la Escuela Nacional 21 de noviembre, pero como no reunía ninguna condición para el destino que se le había dado, fue derribado y construido el edificio, hoy situado en la 3ª. calle 6-47, de la zona 1, siendo decano el Lic. Pedro Arenales, e inaugurado el 16 de diciembre de 1928.

Cabe agregar que en dicho edificio actualmente funcionan algunas dependencias de la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia. Al separarse la Escuela de Farmacia de la de Medicina, se le adjudicó a la primera el laboratorio de química, instalado en la antigua Casa de la Moneda y el Museo Zoológico que había sido fundado por la antigua y benemérita Sociedad Económica de amigos de Guatemala. También la Facultad de Farmacia heredó de la Facultad de Medicina parte de la biblioteca.

Actualmente la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia está ubicada en la zona 12 de la Ciudad Capital, en el complejo conocido como Campus

Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala. La Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia cuenta hoy en día con 4 edificios a su disposición, el T-10, T-11, T-12 y T-13 y brinda a los estudiantes universitarios las carreras de:

- Químico Biólogo
- Químico Farmacéutico
- Químico
- Biólogo
- Nutrición

3.2. Descripción del proyecto

La Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia como toda Facultad dentro de la Universidad de San Carlos de Guatemala realiza actividades académicas y culturales dentro de las que podemos identificar graduaciones de los estudiantes, conferencias, exposiciones, etc., para las cuales es indispensable contar con un espacio físico para que estas se puedan llevar a cabo. Hasta la fecha dicha Facultad no cuenta con ningún tipo de edificación que pueda satisfacer las mencionadas necesidades por lo que la dirección se ve en la obligación de prestar o alquilar los Auditoriums de otras Facultades, lo que dificulta la organización de las actividades que se realizan lo que tiene como consecuencia la poca participación de personas en dichas actividades.

Por lo que se presenta una propuesta de un edificio que cumpla con las funciones de auditorium para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia. Se contempló una edificación de dos niveles, diseñada mediante un modelo de marcos rígidos que se evaluarán mediante un el programa de computación

SAP2000 y luego corroborado mediante el método del voladizo. Las vigas y columnas presentan las mismas dimensiones para ambos niveles.

El diseño de las losas se desarrolló para una losa prefabricada de vigueta y bovedilla, y se estableció que la mejor alternativa para los muros serán tabiques y serán construidos después de haber terminado el sistema de marcos rígidos en conjunto con las losas. Para la cimentación se contemplan zapatas cuadradas aisladas conectadas mediante vigas de amarre.

3.3. Descripción del área disponible

Actualmente la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia no cuenta con un espacio físico específico para el desarrollo de este proyecto, se contemplaron varios espacios disponibles donde se podría llevar a cabo la construcción de dicho edificio.

Dado que se han presentado problemas en los últimos años con las instalaciones de lo que hoy en día es el Bioterio, que pertenece a la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia, esta propuesta presenta la posibilidad de ubicar este nuevo inmueble en el terreno que ocupaban las instalaciones anteriormente mencionadas.

3.4. Localización del terreno

Se contempló dicho diseño para el área que actualmente ocupa el edificio del Bioterio de la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia, adyacente al del jardín de niños de la Universidad de San Carlos de Guatemala, quedando delimitado por el parqueo del edificio S-12 y el edificio que actualmente se está

construyendo para el Centro de Aprendizaje de Lenguas de la Universidad de San Carlos de Guatemala (CALUSAC).

3.5. Topografía del terreno

El terreno muestra una topografía plana, pues se encuentra previamente establecida otra edificación en el lugar destinado para la construcción de este proyecto.

3.6. Ensayos de suelos

El ensayo de suelos sirve para estudiar las características que presenta el suelo que soportará a la estructura. Éste se realiza con el fin de conocer la capacidad de carga que tiene el suelo para establecer si es óptimo para brindar el soporte necesario a la edificación.

3.6.1. Ensayo triaxial

Su principal finalidad es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

Consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección. Al haber alcanzado este estado de equilibrio se aumenta la presión normal o axial, sin modificar la presión lateral aplicada, hasta que se produzca la falla.

3.7. Diseño del edificio

El estudio de las estructuras, considera principalmente los efectos producidos por las fuerzas que actúan sobre un determinado sistema estructural y determina las condiciones que deben satisfacer las diferentes partes de este sistema, de manera que puedan soportar dichas fuerzas.

El equilibrio en el que se encuentre el sistema estructural debe ser estable, basado en las partes que componen dicho sistema, las cuales deberán ser de un material que impida su ruptura o deterioro y sus materiales no deberán ser llevados más allá de la resistencia límite cuando sean aplicadas las diferentes fuerzas.

3.7.1. Cargas aplicadas

Las cargas que soporta un edificio se clasifican en muertas, vivas y accidentales (de viento y sísmica).

Estas cargas siempre ejercen una fuerza descendente de manera constante y acumulativa desde la parte más alta del edificio hasta su base.

3.7.1.1. Cargas vivas

Las cargas vivas comprenden la fuerza del viento, las originadas por movimientos sísmicos, las vibraciones producidas por la maquinaria, mobiliario, materiales y mercancías almacenadas y por máquinas y ocupantes, así como las fuerzas motivadas por cambios de temperatura.

3.7.1.1.1. Cargas por viento

Son cargas dinámicas pero son aproximadas usando cargas estáticas equivalentes. La mayor parte de los edificios y puentes pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático y solo en casos especiales se requiere un análisis modal o dinámico.

3.7.1.1.2. Cargas por sismo

Las cargas sísmicas son cargas inerciales causadas por movimientos sísmicos, estas pueden ser calculadas teniendo en cuenta las características dinámicas del terreno, de la estructura (amortiguamiento masa y rigidez), y las aceleraciones esperadas.

3.7.1.2. Cargas muertas

Son aquellas que se mantienen en constante magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura; generalmente la mayor parte de las cargas muertas es el peso propio de la estructura. Es que puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Para edificios, por lo general se toman como cargas muertas, rellenos, acabados de entresijos y cielos rasos, y se deja un margen para tener en cuenta cargas suspendidas como conductos, aparatos y accesorios de iluminación, etc. Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura.

3.7.1.2.1. Carga por lluvia

Este tipo de carga contempla la carga de toda el agua de lluvia que se acumule sobre ella si el sistema de desagüe primario para esa porción se bloquea, más la carga uniforme causada por el agua que se eleva por encima de la entrada del sistema de desagüe secundario.

3.7.1.2.2. Carga de ocupación o de uso

Las cargas de ocupación se refieren al uso que se le dará a la edificación, y se basa en la relación metros cuadrados por cantidad de personas.

3.7.2. Áreas tributarias

En una losa el área tributaria es el área que se le debe asignar a cada una de las trabes en las que está apoyada. Si la losa es cuadrada y se apoya en 4 trabes, el área tributaria para cada una será un triángulo equivalente al 25 por ciento del área de la losa. Si es rectangular, para obtener el área tributaria, desde cada intersección de cada trabe se trazan líneas a 45 grados que formaran dos triángulos para las vigas del lado corto y dos trapecios para las vigas de los lados largos.

Calculando esas áreas se tiene el área tributaria de cada una de las vigas. Si en una viga hay más de una losa el área tributaria será la suma de las áreas tributarias de cada losa que intervenga en dicha trabe.

Para efectos del diseño de las losas de ambos niveles del edificio del Auditorium de la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia, tomando en

cuenta la simetría en los elementos estructurales del edificio se tomaran losas cuadradas.

3.7.3. Predimensionamiento de elementos

Previo a empezar el diseño de cada uno de los elementos de la estructura, se procederá a predimensionar dichas estructuras. Predimensionar la estructura es darle medidas preliminares a elementos que la componen, es decir, los que serán utilizados para soportar cargas aplicadas. Para esto, se puede recurrir a la experiencia en obras similares o utilizar métodos analíticos cortos.

3.7.3.1. Predimensionamiento de vigas

Para predimensionar las vigas, el método utilizado calcula el peralte o altura de la viga, la cual depende de la luz que cubre y se aplica un criterio del 8 por ciento por metro lineal, según indica el código ACI 318-05 en la sección 21.3.1.3. La base de la misma queda a criterio del diseñador, por lo general se usa el ancho de las columnas. En este caso, sólo se calcula la viga crítica, esto es la de mayor longitud, y las otras quedan con igual sección.

$$H_{\text{viga}} = \text{luz}_{\text{libre de viga}} * 0,08$$

$$H_{\text{viga}} = 9,00 \text{ metros} * 0,08$$

$$H_{\text{viga}} = 0,72 \text{ metros}$$

Dado que todas las vigas tendrán las mismas dimensiones, se trabajara con un peralte $H = 0,70$ metros y una base $b = H/2$, por lo que las dimensiones de la viga quedaran de la siguiente manera:

$$b_{\text{viga}} = H/2$$

$$b_{\text{viga}} = 0,70/2$$

$$b_{\text{viga}} = 0,35 \text{ metros}$$

La sección para las vigas a utilizar será de 0,35 * 0,70 metros cuadrados.

3.7.3.2. Predimensionamiento de columnas

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.1.1 requiere que la dimensión mínima que se debe tomar para una columna es 30 centímetros, en la sección 21.4.1.2 requiere que la relación base/altura no debe de ser menor de 0,4.

Basados con lo anterior, y tomando en cuenta las dimensiones de las vigas, se proponen columnas cuadradas con una sección de 0,70 * 0,70 metros cuadrados.

3.7.3.3. Predimensionamiento de losas

Aquí se procede a predimensionar el peralte o grosor de la losa. Primero se debe determinar si trabaja en un sentido o en dos sentidos con la siguiente expresión:

$$a/b$$

Dónde:

a = es la dimensión corta de la viga

b = es la dimensión larga de la vida

$$9/9=1$$

Si la relación a/b es menor que 0,5 se dice que trabaja en un sentido, si es mayor que 0,5 trabaja en dos sentidos. Para este caso trabaja en dos sentidos y la forma usual de determinar el espesor es mediante la siguiente expresión

$$t_{\text{losa}} = (\text{perímetro de losa}) / 180$$

$$t_{\text{losa}} = (2*9+2*9) / 180$$

$$t_{\text{losa}} = 36 / 180$$

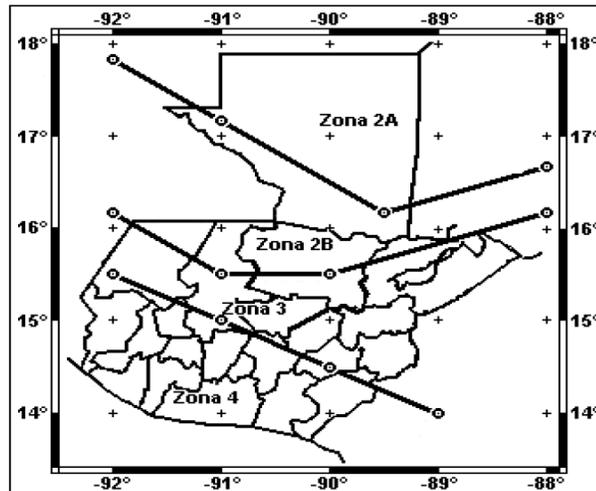
$$t_{\text{losa}} = 0,20 \text{ metros}$$

Se puede observar que el espesor de la losa es muy grueso, por lo que en vez de una losa tradicional se propone una losa nervada (de vigueta y bovedilla), para alivianar las cargas de la losa en cada nivel.

3.7.4. Determinación del corte basal

El corte basal es el esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio. El nivel basal del edificio, se representa como el plano horizontal en el cual se supone que se ha completado la transferencia de las fuerzas horizontales entre la estructura y el suelo de fundación. A partir de este nivel se mide la altura y el número de pisos del edificio.

Figura 11. **Mapa de microzonificación sísmica de la República de Guatemala**



Fuente. www.google.com, Mapa de microzonificación Guatemala. Consulta 12/11/2011.

Tabla XIII. **Valores del factor de zona sísmica (según figura 11)**

Zona	Valor de Z
2A	0,15
2B	0,20
3	0,30
4	0,40

Fuente: elaboración propia.

NOTA: el sismo no actúa en una dirección determinada respecto al edificio. Por esa razón se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X y Y (longitudinal y transversal, respectivamente); con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

Tabla XIV. **Peso del segundo nivel**

Peso del segundo nivel		kg
Losa	27 m * 27 m * 370 kg/m ² (losa prefabricada)	269 730
Vigas	0,35 m * 0,70 m * (24 * 9 m) * 2 400 kg/m ³	127 008
Columnas	0,70 m * 0,70 m * 16 * 3,60 m * 2 400 Kg/m ³	67 737,60
Muros	8 * 27 m * 3,60 m * 240 kg/m ²	186 624
sobrecarga	27 m * 27 * 40 kg/m ²	29 160
Total segundo nivel		680 259,60

Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. **Peso del primer nivel**

Peso del primer nivel		kg
Losa	27 m * 27 m * 370 kg/m ² (losa prefabricada)	269 730
Vigas	0,35 m * 0,70 m * (24 * 9 m) * 2 400 kg/m ³	127 008
Columnas	0,70 m * 0,70 m * 16 * 5,95 m * 2 400 kg/m ³	111 955,20
Muros	8 * 27 m * 3,60 m * 240 kg/m ²	186 624
sobrecarga	27 m * 27 * 40 kg/m ²	29 160
Total primer nivel		724 477,20

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVI. **Peso total del edificio**

Peso total del edificio				
descripción	1	2	Peso total	%
Losas	269 730	269 730	539 460	38,40
Vigas	127 008	127 008	254 016	18,08
Columnas	111 955,20	67 737,60	179 692,80	12,79
Muros	186 624	186 624	373 248	26,57
Sobrecarga	29 160	29 160	58 320	4,16
Peso total	724 477,20	680 259,60	1 404 736,80	100

Fuente: elaboración propia.

El cortante basal se puede determinar por métodos aproximados utilizando la siguiente ecuación derivada de la segunda Ley de Newton:

$$V=ZICKWS$$

Dónde:

Z = coeficiente que depende de la zona, según figura X, la zona perteneciente al departamento de Guatemala, en especial su región sur que es donde se encuentra la Universidad de san Carlos de Guatemala, el valor de z es de 0,40.

I = coeficiente de importancia de la obra, para este caso usar = 1,30.

S = coeficiente, depende del tipo de suelo, si se desconoce usar = 1,50.

K = coeficiente, depende del sistema estructural usado = 1

W = peso propio de la estructura + 25 por ciento de la cargas viva (CV)

C = coeficiente que depende del período natural de vibración. Si C*S es mayor que 0,14, usar C*S = 0,14

Para edificios con sistemas de marcos

$$T = \frac{0,0906 \cdot H}{B^{1/2}}$$

H = Altura del edificio = 9,55 m
(desde zapatas).

B = Base del edificio, a rostros exteriores

B = 27 m (para ambos sentidos, X y Y)

$$T = T_x = T_y = \frac{0,0906 \cdot H}{B^{1/2}}$$

$$T=T_x=T_y=\frac{0,0906*9,55}{27^{1/2}}$$

$$T=T_x=T_y=\frac{0,86523}{5,1961524}$$

$$T=T_x=T_y=0,166513591$$

$$C=\frac{1}{15 T^{1/2}}$$

$$C < 0,12$$

Si $C > 0,12$ se debe usar 0,12

$$C=C_x=C_y=\frac{1}{15 T^{1/2}}$$

$$C=C_x=C_y=\frac{1}{15 *}$$

$$C=C_x=C_y=\frac{1}{15*0,408060769}$$

$$C=C_x=C_y=\frac{1}{6,120911547}$$

$$C=C_x=C_y=0,163374358, \text{ se deberá usar } 0,12$$

$$C_x * S = C_y * S = 0,12 * 1,50 = 0,18, \text{ se deberá usar } 0,14$$

W=peso propio de la estructura+25% carga viva

Peso propio de la estructura= 1 404 736.80 kg

$$CV=27 \text{ m} * 27 \text{ m} * 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 182 250 \text{ kg} * 0,25 = 45 562.50 \text{ kg}$$

$$W= 1 404 736,80 \text{ kg} + 45 562,50 \text{ kg} = 1. 450 299.30 \text{ kg}$$

Con los datos detallados anteriormente, se procederá a efectuar el cálculo del valor del esfuerzo de cortante basal:

V=ZICKWS

$$V=(0,40)*(1,30)*(0,14)*(1)*(1\ 450\ 299,30\ \text{kg})$$

$$V=V_x=V_y=105\ 581,79\ \text{kg}$$

3.7.5. Cálculo de fuerzas por nivel

El cálculo de las fuerzas por nivel se efectúa bajo la siguiente fórmula:

$$F_{ni}=(V- F_T)\frac{W_i*H_i}{\sum (W_i*H_i)}$$

Dónde:

F_{ni} = fuerza por nivel

F_T = fuerza concentrada en la cúspide

V = esfuerzo de cortante basal

W_i = peso total por nivel

H_i = altura medida desde la cimentación al nivel considerado

El código UBC en la sección 1630.5 establece que F_t debe calcularse con la formula siguiente:

$$F_T=0,07*T*V$$

F_T no debe exceder el 25 por ciento del esfuerzo basal total y se puede despreciarse cuando el periodo de vibración elástico es menor que 0,7 segundos.

Tabla XVII. Cálculo de fuerzas por nivel

Nivel	W_i (kg)	H_i (m)	W_i*H_i (kg*m)	V (Kg)	F_{ni} (kg)
2	680 259,60	9,55	6 496 479,18	105 581,79	63 468,34
1	724 477,20	5,95	4 310 639,34	105 581,79	42 113,45
Sumatoria	1 404 736,80		10 807 118,52		105 581,78

Fuente: elaboración propia.

La repartición de fuerza por nivel para el eje X y Y son las mismas ya que los dos tienen la misma magnitud de corte basal.

3.7.6. Integración de cargas gravitacionales

Para la distribución de cargas gravitacionales de cada nivel, nótese que se efectuara el análisis solo para un marco, dada la simetría en los elementos estructurales del edificio.

Tabla XVIII. Descripción de cargas a utilizar

Carga muerta (CM)	Carga Viva (CV)
Peso del concreto = 2,400 kg/m ³	En techo = 100 kg/m ²
Peso de muros = 240 kg/m ³	En oficinas = 250 kg/m ²
Peso de Vidrios = 5 kg/m ³	

Fuente: elaboración propia.

Las cargas distribuidas que se muestran en los modelos matemáticos fueron calculadas tomando en cuenta los valores anteriores y siguiendo el procedimiento siguiente:

Nivel 2

Carga muerta

$$W_{\text{losas}} = 0,10 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{losas}} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{CM}} = W_{\text{losas}} + W_{\text{sobrecarga}} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 280 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,70 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{vigas}} = 588 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$W_{\text{CV}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Nivel 1

Carga muerta

$$W_{\text{losas}} = 0,10 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{losas}} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{CM}} = W_{\text{losas}} + W_{\text{sobrecarga}} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 280 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{muros}} = 2,25 \text{ m} \cdot 240 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{muros}} = 540 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,70 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{vigas}} = 588 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{vidrio}} = 1,35 \text{ m} \cdot 5 \text{ kg/m}^2$$

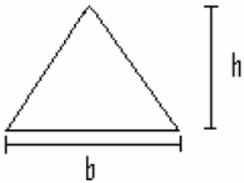
$$W_{\text{vidrio}} = 6,75 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$W_{\text{CV}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Las áreas tributarias para todos los marcos de la estructura, dada su simetría, son triángulos, por lo que solo se trabajara con un marco y esta distribución será exactamente igual para todos los demás marcos.

Figura 12. **Área del triángulo**

Triángulo	
	b = base
	h = altura
	A = área
$A = \frac{b \cdot h}{2}$	

Fuente: elaboración propia.

De la figura 12 se puede establecer que el área tributaria para cada una de las vigas de la estructura, de acuerdo con las dimensiones detalladas en la figura X, es la siguiente:

$$A = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h$$

$$A = \frac{1}{2} \cdot 9 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m}$$

$$A = 20,25 \text{ m}^2$$

Obteniendo las cargas superficialmente distribuidas y las áreas, podemos proceder a determinar las cargas lineales para cada viga. Para convertir una carga superficial distribuida a una carga lineal tenemos que utilizar la siguiente expresión:

$$W = \frac{(W_{cm} \text{ ó } W_{cv}) \cdot A}{L}$$

Dónde:

W_{cm} o W_{cv} = carga superficialmente distribuida en kg/m^2

A = área tributaria en m^2

L = longitud en m

Como se ha detallado anteriormente, todos los elementos de la estructura son idénticos, por lo que se procederá a calcular la carga para una de las vigas, y esta será la misma en todas las demás vigas de la estructura.

Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{cm} = \frac{(W_{cm}) * A}{L}$$

$$W_{cm} = \frac{\left(280 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * 20,25\text{m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cm} = \frac{5\,670 \text{ kg}}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cm} = 630 \text{ kg/m}$$

Carga Viva

$$W_{cv} = \frac{(W_{cv}) * A}{L}$$

$$W_{cv} = \frac{\left(100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * 20,25\text{m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cv} = \frac{2\,025 \text{ Kg}}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cv} = 225 \text{ kg/m}$$

Primer nivel

Carga muerta

$$W_{cm} = \frac{(W_{cm}) * A}{L}$$

$$W_{cm} = \frac{\left(280 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) * 20,25\text{m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cm} = \frac{5\,670 \text{ kg}}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cm} = 630 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$W_{cv} = \frac{(W_{cv}) * A}{L}$$

$$W_{cv} = \frac{\left(250 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right) * 20,25\text{m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cv} = \frac{5\,062,50 \text{ Kg}}{9 \text{ m}}$$

$$W_{cv} = 562.50 \text{ Kg/m}$$

Tabla XIX. Integración de cargas para vigas del segundo nivel

Segundo nivel										
Elemento	Á m ²	L m	W _{viga} kg/m	W _{muro} kg/m	W _{vidrio} kg/m	W _{CM} kg/m ²	W _{CV} kg/m ²	W _{CM} kg/m	W _{CMT} kg/m	W _{CV} kg/m
V1	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V2	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V3	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V4	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V5	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V6	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V7	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V8	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V9	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V10	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V11	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V12	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V13	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V14	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V15	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V16	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V17	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V18	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V19	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V20	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V21	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V22	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V23	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225
V24	20,25	9	588	0	0	280	100	630	1 218	225

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. Integración de cargas para vigas del primer nivel

Primer nivel										
Elemento	A	L	W _{viga}	W _{muro}	W _{vidrio}	W _{CM}	W _{CV}	W _{CM}	W _{CMT}	W _{CV}
	m ²	m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m ²	kg/m ²	kg/m	kg/m	kg/m
V1	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V2	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V3	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V4	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V5	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V6	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V7	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V8	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V9	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V10	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V11	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V12	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V13	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V14	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V15	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V16	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V17	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V18	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V19	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V20	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V21	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V22	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V23	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50
V24	20,25	9	588	540	6,75	280	250	630	1 764,75	562,50

Fuente: elaboración propia.

3.7.7. Determinación del centro de rigidez

Segundo nivel

Se supone que las columnas del segundo nivel se presentan en voladizo, por lo tanto, se hará uso de la siguiente expresión, correspondiente a columnas cuadradas, para el cálculo de la rigidez.

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1,2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

Dónde

K_c = rigidez

F = fuerza de nivel = 63 468,34 kg

H = altura de la columna = 3,13 m

I = inercia de la sección

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 70 \cdot 70^3 = 2\,000\,833,333$$

E_c = módulo de elasticidad de concreto.

$$E_c = 15\,100 \cdot \sqrt{f'_c} = 15\,100 \cdot \sqrt{280} = 256\,671,328$$

G = módulo de cortante

$$G = 0,4 \cdot E_c = 0,4 \cdot 256\,671\,328 = 101\,068,5312$$

A = área de la sección

$$A = 70 \text{ cm} \cdot 70 \text{ cm} = 4\,900 \text{ cm}^2$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E_c \cdot I} + \frac{1,2 \cdot F \cdot H}{A \cdot G}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{6\,468,34 \cdot 313^3}{3 \cdot 256\,671,328 \cdot 2\,000\,833,333} + \frac{1,2 \cdot 63\,468,34 \cdot 313}{4\,900 \cdot 101\,068,5312}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{1,946208961 \cdot 10^{12}}{1,540669646 \cdot 10^{12}} + \frac{23\,838\,708,50}{495\,235\,802,90}}$$

$$K_c = \frac{1}{1,263222759 + 0,048136076}$$

$$K_c = \frac{1}{1,311358836}$$

$$K_c = 0,7626 \text{ cm}^{-1}$$

$$K_m = \text{columnas cuadradas} \cdot K_c$$

Dado que en ambos sentidos se tiene el mismo número de columnas, y los marcos están poseen la misma longitud de separación, el centro de rigidez en X será igual al centro de rigidez en Y.

Tabla XXI. **Centro de rigidez en x para segundo nivel**

Centro de rigidez en X					
Marco	columnas	$K_c \text{ (cm}^{-1}\text{)}$	$K_m \text{ (cm}^{-1}\text{)}$	Longitud (m)	$K_m \cdot L$
A	4	0,7626	3,0504	0	0
B	4	0,7626	3,0504	9	27,4536
C	4	0,7626	3,0504	18	54,9072
D	4	0,7626	3,0504	27	82,3608
			12,2016		164,7216

Fuente: elaboración propia.

$$C_{RX} = \frac{\sum (K_m \cdot L)}{\sum K_m}$$

$$C_{RX} = \frac{164,7216}{12,2016}$$

$$C_{RX} = 13,50 \text{ m}$$

Tabla XXII. Centro de rigidez y para segundo nivel

Centro de rigidez en Y					
Marco	columnas	$K_C \text{ (cm}^{-1}\text{)}$	$K_M \text{ (cm}^{-1}\text{)}$	Longitud (m)	$K_M * L$
1	4	0,7626	3,0504	0	0
2	4	0,7626	3,0504	9	27,4536
3	4	0,7626	3,0504	18	54,9072
4	4	0,7626	3,0504	27	82,3608
			12,2016		164,7216

Fuente: elaboración propia.

$$C_{RY} = \frac{\sum (K_M * L)}{\sum K_M}$$

$$C_{RY} = \frac{164,7216}{12,2016}$$

$$C_{RY} = 13,50 \text{ m}$$

Primer nivel

Para el primer nivel se supondrá que se encuentra doble empotrado, por lo que se utilizara la siguiente expresión, para el cálculo de la rigidez de las columnas.

Este nivel también presenta columnas cuadradas.

$$K_C = \frac{1}{\frac{F * H^3}{3 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

Dónde:

K_c = rigidez

F = fuerza de nivel = 42 113,45 kg

H = altura de la columna = 3,13 m

I = inercia de la sección

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 70 * 70^3 = 2\,000\,833,333$$

E_c = módulo de elasticidad de concreto.

$$E_c = 15\,100 * \sqrt{f'_c} = 15\,100 * \sqrt{280} = 256\,671,328$$

G = módulo de cortante

$$G = 0,4 * E_c = 0,4 * 256\,671,328 = 101\,068,5312$$

A = área de la sección

$$A = 70\text{ cm} * 70\text{ cm} = 4\,900\text{ cm}^2$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{3 * E_c * I} + \frac{1,2 * F * H}{A * G}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{42\,113,45 * 313^3}{3 * 256\,671,328 * 2\,000\,833,333} + \frac{1,2 * 42\,113,45 * 313}{4\,900 * 101\,068,5312}}$$

$$K_c = \frac{1}{\frac{1,291379338 * 10^{12}}{1,540669646 * 10^{12}} + \frac{15\,817811,82}{495\,235\,802,90}}$$

$$K_c = \frac{1}{0,838193535 + 0,03193996}$$

$$K_c = \frac{1}{0,870133495}$$

$$K_c = 1,493\text{ cm}^{-1}$$

K_m = columnas cuadradas * K_c

De igual manera que con el segundo nivel, en ambos sentidos se tiene el mismo número de columnas, y los marcos están poseen la misma longitud de separación, el centro de rigidez en X será igual al centro de rigidez en Y.

Tabla XXIII. Centro de rigidez en x para primer nivel

Centro de rigidez en X					
Marco	columnas	K_C (cm⁻¹)	K_M (cm⁻¹)	Longitud (m)	K_M * L
A	4	1,1493	4,5972	0	0
B	4	1,1493	4,5972	9	41,3748
C	4	1,1493	4,5972	18	82,7496
D	4	1,1493	4,5972	27	12,1244
			18,3888		248,2488

Fuente: elaboración propia.

$$C_{RX} = \frac{\sum (K_M * L)}{\sum K_M}$$

$$C_{RX} = \frac{248,2488}{18,3888}$$

$$C_{RX} = 13,50 \text{ m}$$

Tabla XXIV. Centro de rigidez en y para primer nivel

Centro de rigidez en Y					
Marco	columnas	K _C (cm ⁻¹)	K _M (cm ⁻¹)	Longitud (m)	K _M * L
1	4	1,1493	4,5972	0	0
2	4	1,1493	4,5972	9	41,3748
3	4	1,1493	4,5972	18	82,7496
4	4	1,1493	4,5972	27	127,1244
			18,3888		248,2488

Fuente: elaboración propia.

$$C_{RY} = \frac{\sum (K_M * L)}{\sum K_M}$$

$$C_{RY} = \frac{248,2488}{18,3888}$$

$$C_{RY} = 13,50 \text{ m}$$

Tabla XXV. Resumen de centro de rigidez para ambos niveles

Centro de Rigidez por nivel		
Nivel	X (m)	Y (m)
2	13,50	13,50
1	13,50	13,50

Fuente: elaboración propia.

3.7.8. Determinación del centro de masa

Como se ha mencionado con anterioridad, todos los elementos de la estructura poseen la misma simetría, de igual manera todos los niveles de la estructura cuentan con dicha simetría, por lo que el centro de masa para cada nivel será el mismo. El centro de masa se calculó de la siguiente manera.

$$C_{Mx} = \frac{\text{Largo}}{2} ; C_{My} = \frac{\text{Ancho}}{2}$$

Dónde:

C_{Mx} = centro de masa en el eje x

C_{My} = centro de masa en el eje y

$$C_{Mx} = \frac{27 \text{ m}}{2}$$

$$C_{Mx} = 13,50 \text{ m}$$

$$C_{My} = \frac{27 \text{ m}}{2}$$

$$C_{My} = 13,50 \text{ m}$$

3.7.9. Torsión

Cuando el centro de masa y centro de rigidez coinciden, es debido a la simetría que existe, por lo tanto tenemos una excentricidad igual a cero esto no genera torsión, en este caso se debe considerar una excentricidad mínima igual a 5 por ciento con respecto a cada eje.

Excentricidad directa

$$e_{x,y} = |C_{Mx,y} - C_{Rx,y}|$$

Para el eje x

$$e_x = |C_{Mx} - C_{Rx}|$$

$$e_x = |13,50 - 13,50|$$

$$e_x = 0$$

Para el eje y

$$e_y = |C_{My} - C_{Ry}|$$

$$e_y = |13,50 - 13,50|$$

$$e_y = 0$$

Excentricidad de diseño

$$e_{1x,y} = |C_{Mx,y} - C_{Rx,y}| + 0,05 * b$$

$$e_{2x,y} = |C_{Mx,y} - C_{Rx,y}| - 0,05 * b$$

Dónde:

e, e₁ y e₂ = excentricidad

C_{Mx,y} = centro de masa en x y y

C_{Rx,y} = centro de rigidez en x y y

b = dimensión de la planta correspondiente en dirección perpendicular al movimiento sísmico.

Excentricidad de diseño 1 para eje x

$$e_{1x} = |C_{Mx} - C_{Rx}| + 0,05 * b$$

$$e_{1x} = |13,50 - 13,50| + 0,05 * 27 \text{ m}$$

$$e_{1x} = +1,35 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño 1 para eje y

$$e_{1y} = |C_{My} - C_{Ry}| + 0.05 \cdot b$$

$$e_{1y} = |13,50 - 13,50| + 0,05 \cdot 27 \text{ m}$$

$$e_{1y} = +1,35 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño 2 para eje x

$$e_{1x} = |C_{Mx} - C_{Rx}| - 0.05 \cdot b$$

$$e_{1x} = |13,50 - 13,50| - 0,05 \cdot 27 \text{ m}$$

$$e_{1x} = -1,35 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño 2 para eje y

$$e_{1y} = |C_{My} - C_{Ry}| - 0.05 \cdot b$$

$$e_{1y} = |13,50 - 13,50| - 0,05 \cdot 27 \text{ m}$$

$$e_{1y} = -1,35 \text{ m}$$

3.7.10. Fuerzas por marco

El cálculo de las fuerzas por marco se basa en los siguientes criterios:

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe de tomar F_i' como la fuerza del marco.

Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado.

Esto es si existe una excentricidad directa distinta de 0, para el caso en análisis se tiene una excentricidad directa igual a cero, entonces solo se tomara la excentricidad mínima y además F_m será la sumatoria de los valores absolutos de $F_i' + F_i''$.

Las ecuaciones a utilizar para el cálculo de fuerzas por marco se detallan a continuación:

$$F_m = F_i' + F_i''$$

Dónde:

F = fuerza por nivel

K_m = rigidez del marco o nivel que se está analizando

ΣK_m = rigidez total del nivel

e = excentricidad

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco

$$E_i = \frac{\Sigma (K_m * d_i^2)}{K_m * d_i}$$

F_i' = fuerza o corte traslacional

$$F_i' = \frac{K_m * F}{\Sigma K_m}$$

F_i'' = fuerza o corte inducido por sismo

$$F_i'' = \frac{e * F}{E_i}$$

Segundo nivel

Tabla XXVI. **Excentricidad mínima para el segundo nivel**

Excentricidad		
e_x	0	Excentricidad directa
e_y	0	
e_{1x}	+ 1,35	Excentricidad de diseño 1
e_{1y}	+ 1,35	
e_{2x}	- 1,35	Excentricidad de diseño 2
e_{2y}	- 1,35	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Fuerzas por marcos eje x para el segundo nivel**

F	63 468,34 kg	e	1.35 m						
marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F_i'	F_i''	F_m	
A	3,0504	13,50	41,1804	555,9534	30	15 867,08	2856,075	18 723.16	
B	3,0504	4,50	13,7268	61,7706	90	15 867,08	952,025	16 819.11	
C	3,0504	-4,50	-13,7268	61,7706	-90	15 867,08	-952,025	14 915.06	
D	3,0504	-13,50	-41,1804	555,9534	-30	15 867,08	-2 856,075	13 011.01	
	12,2016			1235,54					

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. **Fuerzas por marcos eje y para el segundo nivel**

F	63 468,34 Kg	e	1,35 m						
marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F_i'	F_i''	F_m	
1	3,0504	13,50	41,1804	555,9534	30	15 867,08	2 856,075	18 723,16	
2	3,0504	4,50	13,7268	61,7706	90	15 867,08	952,025	16 819,11	
3	3,0504	-4,50	-13,7268	61,7706	-90	15 867,08	-952,025	14 915,06	
4	3,0504	-13,50	-41,1804	555,9534	-30	15 867,08	-2856075	13 011,01	
	12,2016			1235,448					

Fuente: elaboración propia.

Primer nivel

Tabla XXIX. **Excentricidad mínima para el primer nivel**

Excentricidad		
e_x	0	Excentricidad directa
e_y	0	
e_{1x}	+ 1,35	Excentricidad de diseño 1
e_{1y}	+ 1,35	

Continuación de la tabla XXIX.

e_{2x}	- 1,35	Excentricidad de diseño 2
e_{2y}	- 1,35	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. **Fuerzas por marcos eje x primer nivel**

F	42113,45 Kg	e	1,35 m					
marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F_i'	F_i''	F_m
A	4,5972	13,50	62,0622	837,8397	30	10 528,36	1 895,105	12 423,47
B	4,5972	4,50	20,6874	93,0933	90	10 528,36	631,702	11 160,07
C	4,5972	-4,50	-20,6874	93,0933	-90	10 528,36	-631,702	9 896,66
D	4,5972	-13,50	-62,0622	837,8397	-30	10 528,36	-1895,105	8 633,26
	18,3888			1 861,866				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. **Fuerzas por marcos eje y para el primer nivel**

F	42 113.45 Kg	e	1,35 m					
marco	K_m	d_i	$K_m * d_i$	$K_m * d_i^2$	E_i	F_i'	F_i''	F_m
1	4,5972	13,50	62,0622	837,8397	30	10 528,36	1.895,105	12 423,47
2	4,5972	4,50	20,6874	93,0933	90	10 528,36	631,702	11 160,07
3	4,5972	-4,50	-20,6874	93,0933	-90	10 528,36	-631,702	9 896,66
4	4,5972	-13,50	-62,0622	837,8397	-30	10 528,36	-1.895,105	8 633,26
	18,3888			1861,866				

Fuente: elaboración propia.

A continuación se presentan las fuerzas por nivel, se referencia solo un marcos denominados con literales, al tener los mismos valores con los marcos denominados con números, debido a la simetría existente en toda la estructura.

Tabla XXXII. Fuerzas por marcos

Nivel	Marco A = Marco 1	Marco B = Marco 2	Marco C = marco 3	Marco D = Marco 4
	F _m (kg)	F _m (kg)	F _m (kg)	F _m (kg)
2	18 723,16	16 819,11	14 915,06	13 011,01
1	12 423,47	11 160,07	9 896,66	8 633,26

Fuente: elaboración propia.

3.7.11. Cálculo de la deriva por flexión y corte

$$\Delta s = \frac{\left(\left(\frac{H}{d} \right)^3 + 3 \cdot N \cdot \left(\frac{H}{d} \right) \right)}{t \cdot E_c} \cdot F_m$$

Dónde:

Δs = deriva por flexión y corte

H = altura del piso o columna medida a ejes

d = peralte efectivo

t = base de columna

E_c = módulo de elasticidad de concreto = 252 671,33 Kg/cm²

N = número de columnas en el nivel

F_m = fuerza en el nivel

El código UBC de 1997 en la sección 1630.10.1 requiere que los desplazamientos relativos de los pisos deben calcularse utilizando el desplazamiento de respuesta inelástica máxima y el mismo debe calcularse como sigue:

$$\Delta m = 0,7 \cdot R \cdot \Delta s$$

Dónde:

R = coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales como se establece en las tablas 16-N o 16-P del UBC, para este caso en particular se utilizará un valor de 8,5.

Δs = deriva provocado por flexión y corte.

El código UBC de 1997 en la sección 1630.10.2 requiere que el desplazamiento relativo del piso calculado utilizando Δm no debe exceder 0,025 veces la altura del piso para estructuras que tengan un periodo fundamental menor de 0,7 segundos. Para estructuras que tengan un periodo fundamental de 0,7 segundos o mayor, el desplazamiento relativo calculado del piso no debe exceder de 0,020 veces la altura del piso.

Para el cálculo de la deriva provocada por flexión y corte, tomando en cuenta que las dimensiones de las columnas son de 0,70 * 0,70 metros cuadrados, se estableció un recubrimiento de 4 centímetros, que está por encima de los 2,5 centímetros de recubrimiento mínimo. Por lo que la base de la columna después de restarle el recubrimiento de ambos lados queda de 62 centímetros.

Tabla XXXIII. **Desplazamiento máximo por nivel para marco A y marco 1**

Nivel	d	t	H	E_c	F	N	Δs	Δm	0,025H
	cm	cm	cm	kg/cm ²	kg	-	cm	cm	cm
2	66	62	360	252 671,33	12 423,47	4	0,1806	1,0746	9
1	66	62	595	252 671,33	18 723,16	4	1,0050	5,9797	14,875

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Desplazamiento máximo por nivel para marco B y marco 2**

Nivel	d	t	H	E _c	F	N	Δs	Δm	0,025H
	cm	cm	cm	kg/cm ²	kg	-	cm	cm	cm
2	66	62	360	252 671,33	16 819,11	4	0,2445	1,4548	9
1	66	62	595	252671,33	11 160,07	4	0,5990	3,5642	14,875

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXV. **Desplazamiento máximo por nivel para marco C y marco 3**

Nivel	d	t	H	E _c	F	N	Δs	Δm	0,025H
	cm	cm	cm	kg/cm ²	kg	-	cm	cm	cm
2	66	62	360	252 671,33	14 915,06	4	0,2168	1,2901	9
1	66	62	595	252 671,33	9 896,66	4	0,5312	3,1607	14,875

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVI. **Desplazamiento máximo por nivel para marco D y marco 4**

Nivel	d	t	H	E _c	F	N	Δs	Δm	0,025H
	cm	cm	cm	kg/cm ²	kg	-	cm	cm	cm
2	66	62	360	252 671,33	13 011,01	4	0,1891	1,1254	9
1	66	62	595	252 671,33	8 633,26	4	0,4634	2,7572	14,875

Fuente: elaboración propia.

3.8. Evaluación del análisis estructural por el programa SAP2000

Los diagramas detallados de las iteraciones del análisis estructural realizadas por medio del programa SAP2000 se encuentran detallados en los anexos de este trabajo.

3.9. Análisis estructural por medio del método de Kani

Análisis estructural, es el estudio al cual se somete una estructura para conocer el comportamiento de cada uno de sus miembros. El análisis, es uno de los pasos básicos del desarrollo de proyectos de ingeniería, en gran porcentaje alto, depende de éste, la economía de la estructura después de obtener la magnitud de las cargas que afectarán la estructura, es necesario analizar su comportamiento estructural. Para ello se recurre a un método exacto y correctivo, como lo es Kani, puesto que automáticamente elimina los errores de cálculo que se cometen en el proceso de iteraciones.

El método de Kani, es un método basado en las características generales de la elástica. La ventaja de este método sobre otros métodos de aproximaciones sucesivas, es que en forma directa, se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planeamiento y solución de ecuaciones simultáneas. La comprobación de resultados puede hacerse en cualquier nudo, utilizando únicamente los valores finales, sin que sea necesario revisar todo el desarrollo de cálculo.

El método de Kani, es clásico en el análisis estructural, y como todos los métodos, tiene particulares ventajas para el análisis de determinadas estructuras, ventajas que el analista debe aprovechar para realizar un trabajo eficiente. Es importante mencionar que para el análisis de la estructura, se

debe analizar las cargas por separado; es decir, que primero se analiza la estructura bajo las cargas muertas, luego bajo las cargas vivas y por último, su comportamiento bajo las fuerzas de sismo.

Se calcula la rigidez de cada elemento de la estructura.

$$K=I/L$$

Donde:

K = Rigidez

I = Inercia del elemento

L = Longitud del elemento

Por contar con elementos rectangulares, entonces la fórmula que determina el valor de la inercia de los elementos es:

$$I= b*h^3/12$$

Donde:

I = Inercia

b = Base de la sección transversal del elemento.

h = Altura de la sección transversal del elemento

De lo cual se obtiene la siguiente tabla de resultados, en la que se presenta los datos correspondientes a cada uno de los elementos del marco en estudio, incluso la carga distribuida, que soportan los mismos.

Tabla XXXVII. Inercia y rigidez de elementos

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Inercia(m ⁴)	Rigidez (K)
Vigas segundo nivel					
A-B	0,35	0,7	9	0,010004167	0,001111574
B-C	0,35	0,7	9	0,010004167	0,001111574
C-D	0,35	0,7	9	0,010004167	0,001111574
Vigas primer nivel					
E-F	0,35	0,7	9	0,010004167	0,001111574
F-G	0,35	0,7	9	0,010004167	0,001111574
G-H	0,35	0,7	9	0,010004167	0,001111574
Columnas segundo nivel					
A-E	0,7	0,7	3,6	0,020008333	0,00555787
B-F	0,7	0,7	3,6	0,020008333	0,00555787
C-G	0,7	0,7	3,6	0,020008333	0,00555787
D-H	0,7	0,7	3,6	0,020008333	0,00555787
Columnas primer nivel					
E-I	0,7	0,7	5,95	0,020008333	0,003362745
F-J	0,7	0,7	5,95	0,020008333	0,003362745
G-F	0,7	0,7	5,95	0,020008333	0,003362745
H-L	0,7	0,7	5,95	0,020008333	0,003362745

Fuente: elaboración propia.

Se calculan los factores de giro o coeficientes de reparto para cada nudo, utilizando la rigidez de cada elemento que llega al nudo, con base a la fórmula.

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

Donde:

μ = Factor de giro o de reparto

K = Rigidez del elemento

$\sum K$ = Sumatoria de las rigideces en el nudo

Se debe comprobar que la sumatoria de todos los factores de giro en cada nodo, debe ser de -0.50. Por ejemplo, para el caso del nodo A.

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,001111574}{0,001111574+0,00555787}$$

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * 0,6666667$$

$$\mu_{AB} = -0,083333333$$

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} * \frac{0,00555787}{0,001111574+0,00555787}$$

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} * 0,833333333$$

$$\mu_{AB} = -0,416666667$$

Comprobando:

$$\sum \mu = \mu_{AB} + \mu_{BA} = -0,083333333 + (-0,416666667)$$

$$\sum \mu = -0,50$$

Tabla XXXVIII. Factores de giro

Tramo	Factor de Giro (μ)
Nodo A	
A-B	-0,333333333
A-E	-0,166666667
Sumatoria	-0,50
Nodo B	
B-A	-0,125000000

Continuación de la tabla XXXVIII.

B-C	-0,12500000
B-F	-0,25000000
Sumatoria	-0,50
Nodo C	
C-B	-0,12500000
C-D	-0,12500000
C-G	-0,25000000
Sumatoria	-0,50
Nodo D	
D-C	-0,33333333
D-H	-0,16666667
Sumatoria	-0,50
Nodo E	
E-F	-0,20000000
E-A	-0,20000000
E-I	-0,10000000
Sumatoria	-0,50
Nodo F	
F-E	-0,08333333
F-G	-0,08333333
F-B	-0,16666667
F-J	-0,16666667
Sumatoria	-0,50
Nodo G	
G-F	-0,08333333
G-H	-0,08333333

Continuación de la tabla XXXVIII.

G-C	-0,16666667
G-K	-0,16666667
Sumatoria	-0,50
Nodo H	
H-G	-0,20000000
H-D	-0,20000000
H-L	-0,10000000
Sumatoria	-0,50

Fuente: elaboración propia.

Dado que los factores de giro y los valores de la inercia y rigidez serán los mismos para el análisis de las diferentes cargas, habiendo calculado dichos valores, se procederá a realizar cada uno de estos análisis.

3.9.1. Análisis para carga muerta

Primero se calcularán los momentos fijos, estos se calculan en base a la siguiente fórmula:

$$MF = \frac{w \cdot L^2}{12}$$

Donde:

MF = momento fijo

W = carga uniformemente distribuida

L = longitud del elemento

Para este cálculo se tomaran como negativos los momentos que actúen a favor de las manecillas del reloj, y positivos los momentos que actúen en contra.

$$MF_{AB} = \frac{1\,218 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2}{12}$$

$$MF_{AB} = - MF_{BA} = - 8\,221,50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$MF_{EF} = \frac{1\,764,75 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2}{12}$$

$$MF_{EF} = - MF_{FE} = - 11\,912,06 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Como se puede observar en las tablas XIX y XX, la carga uniformemente distribuida es igual en todos los elementos y estos poseen de igual forma la misma longitud, por lo que a continuación se procederá a dar los resultados de los momentos para las vigas restantes, los cuales son iguales al que se calculo previamente.

$$MF_{BC} = - MF_{CB} = - 8\,221,50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$MF_{CD} = - MF_{DC} = - 8\,221,50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$MF_{FG} = - MF_{GF} = - 11\,912,06 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$MF_{GH} = - MF_{HG} = - 11\,912,06 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

A continuación se calculan los momentos de sujeción, que son los momentos resultantes en el nodo, producidos por los momentos fijos que los elementos transmiten hacia este, este es calculado con la siguiente fórmula.

$$M_S = \sum MF_{ik}$$

Donde:

M_S = Momento de sujeción

$\sum M_{ik}$ = Sumatoria de momentos en el nodo evaluado

Nodo A:

$$M_S = MF_{AB} = -8\,221,50 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo B:

$$M_S = MF_{BA} + MF_{BC} = 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo C:

$$M_S = MF_{CB} + MF_{CD} = 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo D:

$$M_S = MF_{DC} = 8\,221,50 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo E:

$$M_S = MF_{EF} = -11\,912,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo F:

$$M_S = MF_{FE} + MF_{FG} = 3\,796,88 \text{ Kg}\cdot\text{m} - 3\,796,88 \text{ Kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo G:

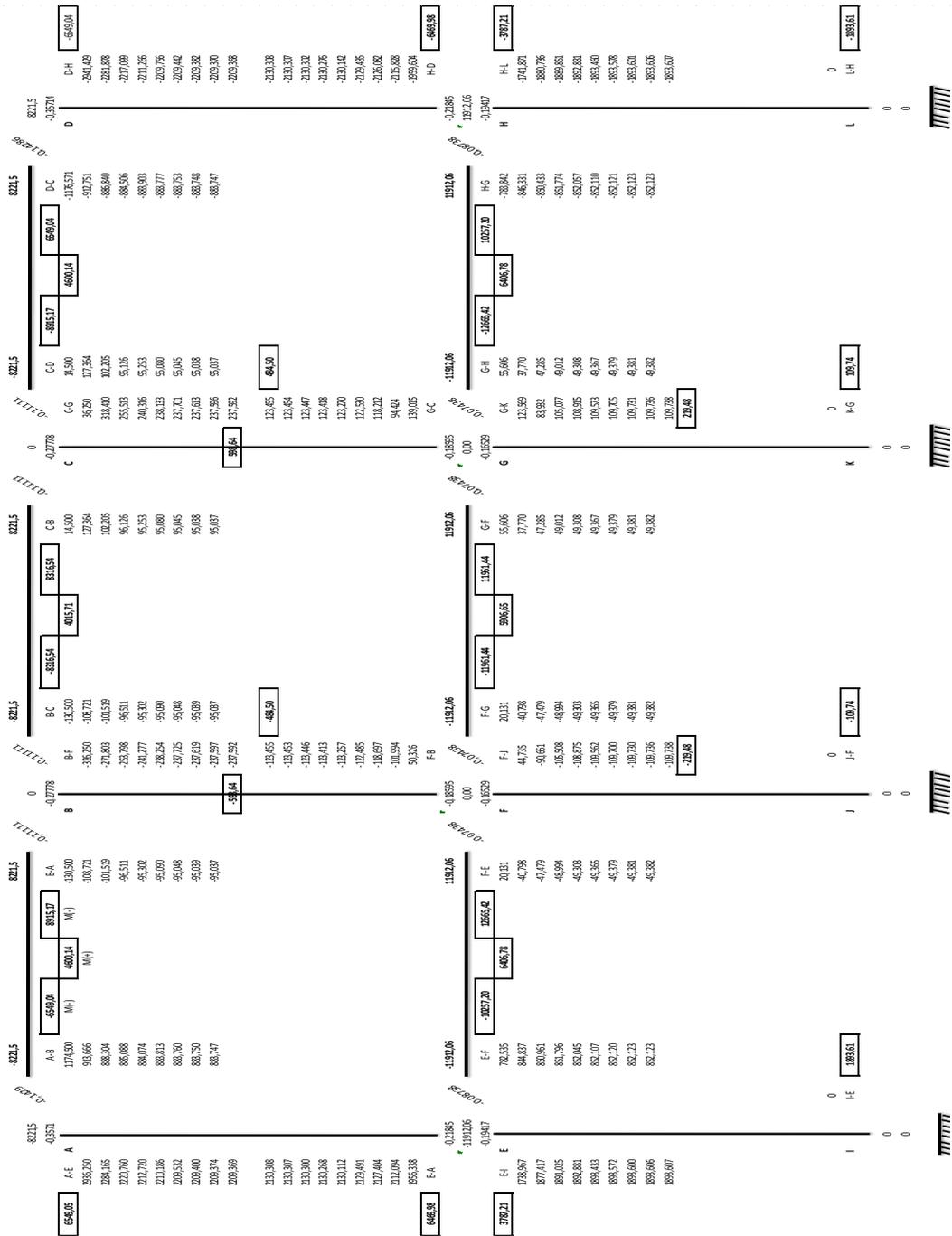
$$M_S = MF_{GF} + MF_{GH} = 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m} - 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo H:

$$M_S = MF_{HG} = 11\,912,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Después de haber calculado los momentos finales y los momentos de sujeción en cada una de las vigas se procede a realizar la primera iteración, asistidos por el programa Microsoft Excel. El resultado de las iteraciones se muestra en la siguiente figura:

Figura 13. Esquema de iteración de Kani con carga muerta



Fuente: elaboración propia.

Los momentos finales se calculan en base a la siguiente fórmula:

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

Donde:

M_{ik} = Momento final

MF_{ik} = Momento fijo

M'_{ik} = Última iteración en el extremo A de la barra

M'_{ki} = Última iteración en el extremo B de la barra

Los momentos positivos se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$M_{(+)ik} = \frac{w \cdot L^2}{8} - \frac{M_{(-)ik} + M_{()ki}}{2}$$

Donde:

$M_{(+)ik}$ = momento positivo

w = carga uniformemente distribuida en el elemento

L = longitud del elemento

$M_{(-)ik}$ = Momento negativo en el extremo A del elemento

$M_{(-)ki}$ = Momento negativo en el extremo A del elemento

El cálculo de los momentos finales para cada uno de los nodos queda detallado en la tabla de envolvente de momentos adjuntada en los anexos.

3.9.2. Análisis para carga viva

Primero se calcularán los momentos fijos, estos se calculan con base a la siguiente fórmula:

$$MF = \frac{w \cdot L^2}{12}$$

Donde:

MF = momento fijo

W = carga uniformemente distribuida

L = longitud del elemento

Para este cálculo se tomarán como negativos los momentos que actúen a favor de las manecillas del reloj, y positivos los momentos que actúen en contra.

$$MF_{AB} = \frac{225 \text{ Kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2}{12}$$

$$MF_{AB} = - MF_{BA} = -1 518,75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$MF_{EF} = \frac{562,50 \text{ Kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2}{12}$$

$$MF_{EF} = - MF_{FE} = -3 796,88 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Como se puede observar en las tablas XIX y XX, la carga uniformemente distribuida es igual en todos los elementos y estos poseen de igual forma la misma longitud, por lo que a continuación se procederá a dar los resultados de los momentos para las vigas restantes, los cuales son iguales al que se calculó previamente.

$$MF_{BC} = - MF_{CB} = - 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{CD} = - MF_{DC} = - 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{FG} = - MF_{GF} = - 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$MF_{GH} = - MF_{HG} = - 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

A continuación se calculan los momentos de sujeción, que son los momentos resultantes en el nodo, producidos por los momentos fijos que los elementos transmiten hacia este, este es calculado con la siguiente fórmula.

$$M_S = \sum MF_{ik}$$

Donde:

M_S = Momento de sujeción.

$\sum M_{ik}$ = Sumatoria de momentos en el nodo evaluado.

Nodo A:

$$M_S = MF_{AB} = -1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo B:

$$M_S = MF_{BA} + MF_{BC} = 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo C:

$$M_S = MF_{CB} + MF_{CD} = 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo D:

$$M_S = MF_{DC} = 1\,518,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo E:

$$M_S = MF_{EF} = - 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo F:

$$M_S = MF_{FE} + MF_{FG} = 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m} - 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo G:

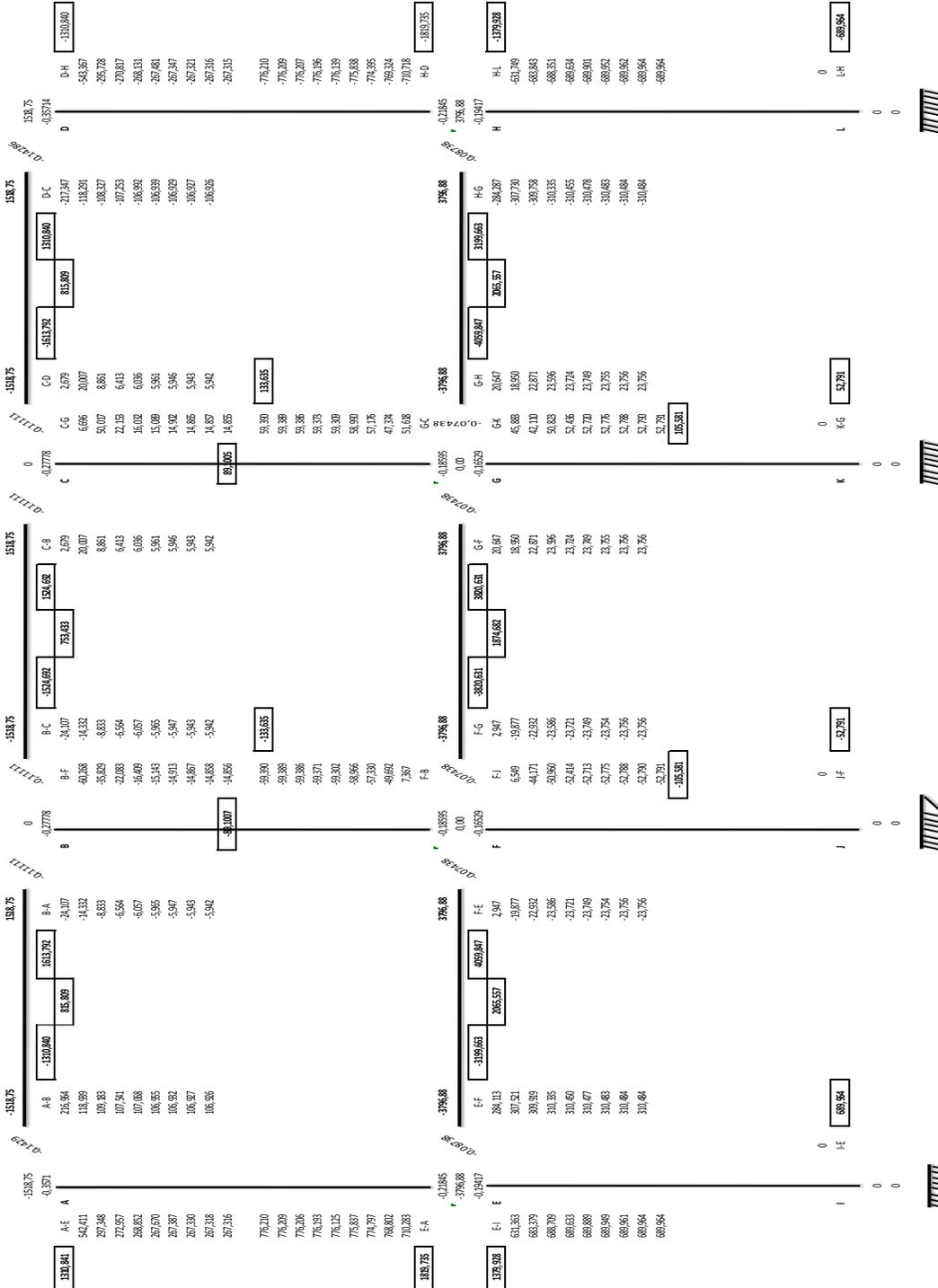
$$M_S = MF_{GF} + MF_{GH} = 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m} - 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m} = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Nodo H:

$$M_S = MF_{HG} = 3\,796,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Después de haber calculado los momentos finales y los momentos de sujeción en cada una de las vigas se procede a realizar la primera iteración, asistidos por el programa Microsoft Excel. El resultado de las iteraciones se muestra en la siguiente figura.

Figura 14. Esquema de iteración de Kani con carga viva



Fuente: elaboración propia

Los momentos finales se calculan en base a la siguiente fórmula:

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M_{ki}$$

Donde:

M_{ik} = Momento final

MF_{ik} = Momento fijo

M'_{ik} = ultima iteración en el extremo A de la barra

M'_{ki} = Ultima iteración en el extremo B de la barra

Los momentos positivos se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$M_{(+)ik} = \frac{w \cdot L^2}{8} - \frac{M_{(-)ik} + M_{(-)ki}}{2}$$

Donde:

$M_{(+)ik}$ = momento positivo

w = carga uniformemente distribuida en el elemento

L = longitud del elemento

$M_{(-)ik}$ = Momento negativo en el extremo A del elemento

$M_{(-)ki}$ = Momento negativo en el extremo A del elemento

El cálculo de los momentos finales para cada uno de los nodos queda detallado en la tabla de envolvente de momentos adjuntada en los anexos.

3.9.3. Análisis para carga de sismo

Al igual que en el análisis con carga viva y muerta, se siguen tomando los mismos valores de rigidez y factores de giro. Por ser cargas laterales, se calculan los momentos de piso que actúan en la estructura de la siguiente manera:

$$M_2 = \frac{F_2 * h_2}{3}$$

$$M_1 = \frac{(F_2 + F_1) * h_1}{3}$$

Donde:

M_1, M_2 = Momentos de piso

F_1, F_2 = Fuerzas por nivel

h_1, h_2 = altura del nivel

$$M_2 = \frac{F_2 * h_2}{3}$$

$$M_2 = \frac{63\,468,34 * 3,60}{3}$$

$$M_2 = 76\,162.01 \text{ kg*m}$$

$$M_1 = \frac{(F_2 + F_1) * h_1}{3}$$

$$M_1 = \frac{42\,113,45 * 5,95}{3}$$

$$M_1 = 83\,525.01 \text{ kg*m}$$

Cuando se analizan las cargas de sismo en un marco, para las columnas es necesario encontrar un factor de corrimiento en cada nivel, con base a la fórmula siguiente:

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{K_{\text{columna}}}{\sum K_{\text{columna}}}$$

Donde:

γ = Factor de Corrimiento

K_{columna} = Rigidez de la columna

$\sum K_{\text{columna}}$ = Sumatoria de Rigideces de las columnas

Factor de corrimiento para el segundo nivel:

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{K_{\text{columna}}}{\sum K_{\text{columna}}}$$

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{0,0055579}{0,0055579*4}$$

$$\gamma = -0,4160839$$

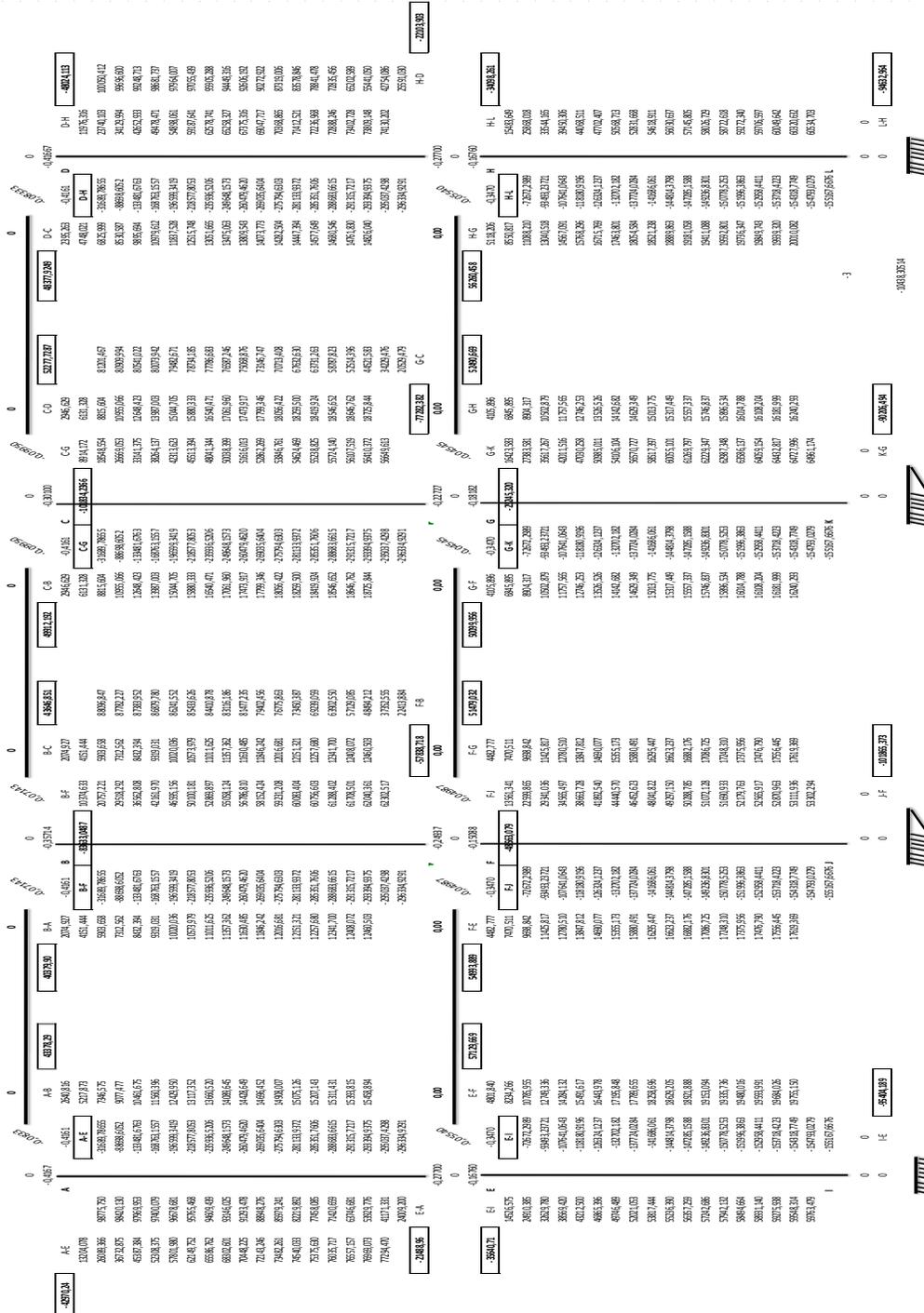
Factor de corrimiento para el primer nivel:

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{K_{\text{columna}}}{\sum K_{\text{columna}}}$$

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{0,0033627}{0,0033627*4}$$

$$\gamma = -0,3470437$$

Figura 15. Esquema de iteración de Kani con carga sísmica



Fuente elaboración propia.

Los momentos finales se calculan en base a la siguiente fórmula:

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M_{ki}$$

Donde:

M_{ik} = Momento final

MF_{ik} = Momento fijo

M'_{ik} = última iteración en el extremo A de la barra

M'_{ki} = última iteración en el extremo B de la barra

Los momentos positivos se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$M_{(+)ik} = \frac{w \cdot L^2}{8} - \frac{M_{(-)ik} + M_{(-)ki}}{2}$$

Donde:

$M_{(+)ik}$ = momento positivo

W = carga uniformemente distribuida en el elemento

L = longitud del elemento

$M_{(-)ik}$ = Momento negativo en el extremo A del elemento

$M_{(-)ki}$ = Momento negativo en el extremo A del elemento

El cálculo de los momentos finales para cada uno de los nodos queda detallado en la tabla de envolvente de momentos adjuntada en los anexos.

3.9.4. Envoltente de momentos

Con los resultados de cada uno de los tipos de carga aplicadas sobre la estructura, se debe calcular la envoltente de momentos, la cual consiste en encontrar la condición más crítica que pueda afectar la misma; es decir, que en todas las combinaciones se toman las que provocan los efectos menos favorables. Dicha condición se determina como el valor más alto dentro de una serie de posibles combinaciones de carga que el código ACI 318-89 estipula, en las cuales toman en cuenta resistencias a cargas por viento, sísmicas, vivas y muertas.

Las posibles combinaciones que se analizarán son las siguientes:

- $M_U = 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}$
- $M_U = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_{CS})$
- $M_U = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87M_{CS})$
- $M_U = 0,90M_{CM} + 1,43M_{CS}$
- $M_U = 0,90M_{CM} - 1,43M_{CS}$

Donde:

M_U = Momento último

M_{CM} = Momento de carga muerta

M_{CV} = Momento de carga viva

M_{CS} = Momento de carga sísmica

A continuación se detalla la tabla de la envoltente de momentos.

Tabla XXXIX. **Envolvente de momentos**

elemento	CM	CV	CS	1	2	3	4	5	envolvente
Viga A – B									
M A-B	-6 549,04	-1310,84	43378,29	-11 397,08	52 290,2387	-69385,86473	56136,8187	-67925,0907	56136,8187
M (+)	4 600,40	815,81	0	7827,437	5870,57775	5870,57775	4140,36	4140,36	7827,437
M B-A	8915,17	1613,79	40379,9	15224,681	68051,3205	-45214,299	65766,91	-49719,604	68051,3205
V A-B	6549,05	1310,84	-42970,24	11397,098	-51717,9381	68813,5851	-55553,2982	67341,5882	68813,5851
V B-A	-598,64	-89,1	-83633,05	-989,566	-118 037,52	116553,1781	-120134,0375	119056,4855	11 9056,49
Viga B – C									
M B-C	-8316,54	-1524,09	43646,85	-14234,109	50539,12	-71890,28888	54930,1095	-69899,8815	54930,1095
M(+)	4 015,71	756,43	0	6907,925	5180,94375	5180,94375	3614,139	3614,139	6907,925
M C-B	8316,54	1524,69	49912,92	14235,129	80 679,22	-59326,52355	78860,3616	-63890,5896	80 679,22
V B-C	-484,5	-133,63	-83633,05	-905,471	-117 974,46	116616,2494	-120031,3115	119159,2115	119 159,21
V C-D	484,5	133,63	-101834,24	905,471	-142 143,42	143501,6249	-145186,9132	146059,0132	146 059,01
Viga C - D									
M C-D	-8915,17	-1613,79	52277,78	-15 224,68	61901,0757	-84738,0972	66733,5724	-82780,8784	66733,5724
M(+)	4 600,14	815,81	0	7827,073	5870,30475	5870,30475	4140,126	4140,126	7827,073
M D-C	6 549,04	1310,84	48377,92	11397,084	76397,8458	-59302,2198	75074,5616	-63286,2896	76397,8458
V C-D	-6549,04	-1310,84	-101834,24	-11 397,08	-15 1370,33	134274,7086	-151517,0992	139728,8272	139 728,83
V D-C	598,64	89,1	-48024,11	989,566	-66 611,64	68095,98878	-68135,7013	69213,2533	69213,2533
Viga E - F									
M E-F	-10257,2	-3199,69	57129,67	-19 799,55	65 274,70	-94974,02693	72463,9481	-90926,9081	72463,9481
M(+)	6 406,78	2065,56	0	12480,944	9360,708	9360,708	5766,102	5766,102	12480,944
M F-E	12 665,42	4059,85	54993,89	24633,333	95 603,93	-58653,93098	90040,1407	-67242,3847	95 603,93
V E-F	6469,98	1819,73	-21488,96	12151,513	-21 024,63	39251,90115	-24906,2308	36552,1948	39 251,90
V F-E	-219,48	-105,58	-48563,08	-486,758	-68474,7882	67744,6512	-69642,7364	69247,6724	69247,6724
Viga F – G									
M F-G	-11961,44	-3820,63	51479,03	-23 241,09	54 768,52	-89630,15483	62849,7169	-84380,3089	62849,7169
M (+)	5 906,65	1874,68	0	11456,266	8592,1995	8592,1995	5315,985	5315,985	11456,266
M G-F	11961,44	3820,63	50099,96	23241,087	87 696,01	-52834,37865	82408,2388	-60877,6468	87 696,01
V F-G	-219,48	-105,58	-48563,08	-486,758	-68474,7882	67744,6512	-69642,7364	69247,6724	69247,6724
V G-F	219,48	105,58	-25245,32	486,758	-35041,4928	35771,6298	-35903,2756	36298,3396	36298,3396
Viga G - H									

Continuacion de la tabla XXXIX.

M G-H	-12 665,42	-4059,85	52490,67	-24 633,33	55 143,16	-92093,16443	63662,7801	-86460,5361	63662,7801
M (+)	6 406,78	2065,58	0	12 480,98	9360,7335	9360,7335	5766,102	5766,102	12480,978
M H-G	10257,2	3199,66	56260,46	19 799,50	93 754,92	-64055,66865	89683,9378	-71220,9778	93 754,92
V G-H	219,48	105,58	-25245,32	486,758	-35 041,49	35771,6298	-35903,2756	36298,3396	36298,3396
V H-G	-6469,48	-1819,73	-34098,26	-12 150,81	-56935,9194	38709,6999	-54583,0438	42937,9798	42937,9798
Columnas									
M A-E	6 549,05	1310,84	-42970,24	11397,098	-51717,9381	68813,5851	-55553,2982	67341,5882	68813,5851
M E-A	6469,98	1819,73	-21488,96	12151,513	-21 024,63	39251,90115	-24906,2308	36552,1948	39 251,90
M B-F	-598,64	-89,1	-83633,05	-989,566	-118 037,52	116553,1781	-120134,0375	119056,4855	119 056,49
M F-B	-484,5	-133,64	-57838,72	-905,488	-81797,9208	80439,6888	-83145,4196	82273,3196	82273,3196
M C-G	598,64	89,1	-101834,24	989,566	-142 080,34	143564,6961	-145084,1872	146161,7392	146 161,74
M G-C	484,5	133,64	-77282,38	905,488	-107709,422	109067,654	-110077,7534	110949,8534	110 949,85
M D-H	-6 549,04	-1310,84	-48024,11	-11397,084	-75 901,62	58806,00128	-74568,6133	62780,3413	62780,3413
M H-D	-6 469,98	-1819,73	-22103,9	-12 151,51	-40114,3545	21887,085	-37431,559	25785,595	25785,595
M E-I	3 787,21	1379,93	-35640,71	7647,975	-44 250,11	55722,07703	-47557,7263	54374,7043	55 722,08
M F-J	-219,48	-105,58	-48563,08	-486,758	-68474,7882	67744,6512	-69642,7364	69247,6724	69247,6724
M G-K	219,48	105,58	-25245,32	486,758	-35041,4928	35771,6298	-35903,2756	36298,3396	36298,3396
M H-L	-3 787,21	-1379,93	-34098,26	-7647,975	-53558,7909	42086,8284	-52169,0008	45352,0228	45352,0228
Zapatas									
MI	1 893,61	689,96	-95404,19	3823,986	-130936,387	136672,366	-134723,7427	138132,2407	138 132,24
MJ	-109,74	-52,9	-10165,37	-243,566	-143 048,86	142683,5069	-145766,2451	145568,7131	145 568,71
MK	109,74	52,9	-90206,49	243,566	-126 331,93	126697,2767	-128896,5147	129094,0467	129 094,04
ML	-1 893,61	-689,96	-94632,96	-3823,986	-135 590,72	129854,7369	-137029,3818	133620,8838	133 620,88

Fuente: elaboración propia.

3.10. Diseño estructural del edificio

El diseño estructural de un edificio comprende el esquema de cada uno de sus elementos en particular. En este apartado se presenta el desarrollo del proyecto.

3.10.1. Diseño de losas

La edificación presenta losas cuadradas que transmitirán las cargas de forma uniforme a las 4 vigas que apoyan el perímetro de dicha losa. Será losa prefabricada de vigueta y bovedilla.

3.10.1.1. Condiciones de diseño

Espesor de la losa (recubrimiento), $t = 5$ cm

Block de relleno, dimensiones $0,15$ m * $0,20$ m * $0,40$ m (60 Kg/m²)

Ancho del nervio (mínimo), $b_w = 10$ cm

Peralte del nervio, $h = 20$ cm

Relación $m = A/B$

Debido a la simetría de la estructura, todas las losas cuentan con la misma relación de ancho/longitud.

Losa 1 = losa 2 = Losa 3 = losa 4 = Losa 5 = losa 6 = Losa 7 = losa 8 = losa 9

$m = 9/9 = 1 > 0,50$, la losas trabajan en dos sentidos.

3.10.1.2. Chequeo de dimensiones

Las dimensiones del nervio en ambos sentidos deben de cumplir con los siguientes parámetros: los nervios se forman entre la bovedilla y la vigueta al momento de fundir la losa.

$b_w \geq b_{\min}$ (10 cm), dado que $b_w = 10$ cm, si cumple con las condiciones establecidas.

$s < s_{\max} = 12*t = 12*5 = 60$ cm, si cumple con las condiciones requeridas.

$H = h - t = 20 - 5 = 15 < 3.5 * b_w = 3,5 * 10 = 35$ cm, si cumple con lo establecido

3.10.1.3. Carga lineal para cada nervio

La carga lineal que afectará a cada nervio corresponde al peso que soportará la vigueta. Se toma del medio hacia cada extremo una franja con longitud igual a la de una bovedilla.

Para losas del segundo nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 0,05 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 60 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{nervio}} = 0,15 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 36 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{relleno}} = 0,50 \text{ m} * 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 30 \text{ kg/m}$$

$$C_M = W_{\text{losa}} + W_{\text{nervio}} + W_{\text{relleno}} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 36 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 30 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 126 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_V = 0,50 \text{ m} * 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 50 \text{ kg/m}$$

Carga total

$$C_T = C_V + C_M = 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 176 \text{ kg/m}$$

Carga última

$$W_U = 1,4C_M + 1,7C_V = \left(1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) + \left(1,7 * 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) = 176,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 85 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_U = 261,40 \text{ kg/m}$$

Para losas del primer nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 0,05 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 60 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{nervio}} = 0,15 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 36 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{relleno}} = 0,50 \text{ m} * 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 30 \text{ kg/m}$$

$$C_M = W_{\text{losa}} + W_{\text{nervio}} + W_{\text{relleno}} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 36 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 30 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 126 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$C_V = 0,50 \text{ m} * 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 125 \text{ kg/m}$$

Carga total

$$C_T = C_V + C_M = 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 251 \text{ kg/m}$$

Carga última

$$W_U = 1,4C_M + 1,7C_V = \left(1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) + \left(1,7 * 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) = 176,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 212,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_U = 388,90 \text{ kg/m}$$

3.10.1.4. Análisis de momentos

Después de haber encontrado la carga lineal de cada nervio, se procede a realizar el cálculo de momentos positivos y negativos mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_{-} = C * W_{U} * L^2$$

$$M_{+} = C_1 * C_M * L^2 + C_2 * C_U * L^2$$

Donde:

M₋ = momento negativo

M₊ = momento positivo

C = coeficiente de momento negativo obtenido de tabla XXVI

C₁ = coeficiente de momento positivo por carga muerta ver tabla XVII

C₂ = coeficiente de momento positivo por carga viva ver tabla XXXVIII

W_u = carga ultima mayorada

C_M = carga muerta mayorada

C_V = carga viva mayorada

L = longitud libre del miembro en el lado analizado, lado A = lado B = 9 m

Figura 16. Coeficientes para momentos negativos en losas

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso 4	Caso 5	Caso6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur, Diseño de estructura de concreto p. 133.

Figura 17. **Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas**

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9	
l_b										
1.00	$C_{a,dl}$ 0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023	
	$C_{b,dl}$ 0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020	
0.95	$C_{a,dl}$ 0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024	
	$C_{b,dl}$ 0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017	
0.90	$C_{a,dl}$ 0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026	
	$C_{b,dl}$ 0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015	
0.85	$C_{a,dl}$ 0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028	
	$C_{b,dl}$ 0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013	
0.80	$C_{a,dl}$ 0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029	
	$C_{b,dl}$ 0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010	
0.75	$C_{a,dl}$ 0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031	
	$C_{b,dl}$ 0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007	
0.70	$C_{a,dl}$ 0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033	
	$C_{b,dl}$ 0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006	
0.65	$C_{a,dl}$ 0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034	
	$C_{b,dl}$ 0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005	
0.60	$C_{a,dl}$ 0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036	
	$C_{b,dl}$ 0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004	
0.55	$C_{a,dl}$ 0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037	
	$C_{b,dl}$ 0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003	
0.50	$C_{a,dl}$ 0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038	
	$C_{b,dl}$ 0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002	

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur, Diseño de estructura de concreto p. 134.

Figura 18. **Coficiente para momentos positivos debidos a carga viva en losas**

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
									
1.00	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.036 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.024	0.034 0.029	0.038 0.032	0.036 0.027	0.031 0.025
0.90	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024
0.85	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022
0.80	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019
0.75	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016
0.70	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014
0.65	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011
0.60	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009
0.55	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007
0.50	$C_{a,l}$ $C_{b,l}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur, Diseño de estructura de concreto p. 133.

Figura 19. **Relación de carga W que se transmiten en las direcciones La y Lb para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos**

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	$\frac{W_a}{W_b}$ 0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	$\frac{W_b}{W_a}$ 0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSON, Arthur, Diseño de estructura de concreto p. 133.

Para losas del segundo nivel

Losa 1 = losa 3 = losa 7 = losa 9

Momento negativo

$$M_{-} = C * W_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,050 * 261,40 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 1\ 058,67 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,050 * 261,40 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 1\ 058,67 \text{ Kg*m}$$

Momento positivo

$$M_{+} = C_1 * C_M * L^2 + C_2 * C_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+A} = 0,027 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,027 * (1,7 * 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 385,79 \text{ kg*m} + 185,90 \text{ kg*m}$$

$$M_{+A} = 571,69 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{+B} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+B} = 0,032 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,032 * (1,7 * 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+B} = 457,23 \text{ kg*m} + 220,32 \text{ kg*m}$$

$$M_{+B} = 677,55 \text{ kg*m}$$

Losa 2 = losa 8

Momento negativo

$$M_{-} = C \cdot W_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,033 \cdot 261,40 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 698,72 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,061 \cdot 261,40 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 1\,291,58 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo

$$M_{+} = C_1 \cdot C_M \cdot L^2 + C_2 \cdot C_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+A} = 0,020 \cdot (1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,028 \cdot (1,7 \cdot 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 285,77 \text{ kg} \cdot \text{m} + 192,78 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+A} = 478,55 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{+B} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+B} = 0,023 \cdot (1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,030 \cdot (1,7 \cdot 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+B} = 382,63 \text{ Kg} \cdot \text{m} + 206,55 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+B} = 589,18 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Losa 4 = losa 6

Momento negativo

$$M_{-} = C \cdot W_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,061 \cdot 261,40 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 1\,291,58 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,033 \cdot 261,40 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 698,72 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo

$$M_{+} = C_1 \cdot C_M \cdot L^2 + C_2 \cdot C_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+A} = 0,023 \cdot \left(1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,030 \cdot \left(1,7 \cdot 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 382,63 \text{ kg} \cdot \text{m} + 206,55 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+A} = 589,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{+A} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+A} = 0,020 \cdot \left(1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,028 \cdot \left(1,7 \cdot 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 285,77 \text{ kg} \cdot \text{m} + 192,78 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+A} = 478,55 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Losa 5

Momento negativo

$$M_{-} = C * W_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,045 * 261,40 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 952,80 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,045 * 261,40 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 952,80 \text{ kg*m}$$

Momento positivo

$$M_{+} = C_1 * C_M * L^2 + C_2 * C_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+A} = 0,018 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,027 * (1,7 * 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 257,19 \text{ kg*m} + 185,90 \text{ kg*m}$$

$$M_{+A} = 443,09 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{+A} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+A} = 0,018 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,027 * (1,7 * 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 257,19 \text{ kg*m} + 185,90 \text{ kg*m}$$

$$M_{+A} = 443,09 \text{ kg*m}$$

Para losas del primer nivel

Losa 1 = losa 3 = losa 7 = losa 9

Momento negativo

$$M_{-} = C * W_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,050 * 388,90 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 1 575,50 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,050 * 388,90 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 1 575,50 \text{ kg*m}$$

Momento positivo

$$M_{+} = C_1 * C_M * L^2 + C_2 * C_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+A} = 0,027 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,027 * (1,7 * 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 385,79 \text{ kg*m} + 464,74 \text{ kg*m}$$

$$M_{+A} = 850,53 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{+B} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+B} = 0,032 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,032 * (1,7 * 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+B} = 457,23 \text{ kg*m} + 550,80 \text{ kg*m}$$

$$M_{+B} = 1 008,03 \text{ Kg*m}$$

Losa 2 = losa 8

Momento negativo

$$M_- = C \cdot W_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,033 \cdot 388,90 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 1.039,53 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,061 \cdot 388,90 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 1.921,55 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo

$$M_+ = C_1 \cdot C_M \cdot L^2 + C_2 \cdot C_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+A} = 0,020 \cdot (1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,028 \cdot (1,7 \cdot 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 285,77 \text{ kg} \cdot \text{m} + 481,95 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+A} = 767,72 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{+B} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+B} = 0,023 \cdot (1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,030 \cdot (1,7 \cdot 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+B} = 382,63 \text{ kg} \cdot \text{m} + 516,38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+B} = 899,01 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Losa 4 = losa 6

Momento negativo

$$M_{-} = C * W_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,061 * 388,90 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 1\ 921,55 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,033 * 388,90 \text{ kg/m} * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 1\ 039,53 \text{ kg*m}$$

Momento positivo

$$M_{+} = C_1 * C_M * L^2 + C_2 * C_U * L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+A} = 0,023 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,030 * (1,7 * 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 382,63 \text{ kg*m} + 516,38 \text{ kg*m}$$

$$M_{+A} = 899,01 \text{ kg*m}$$

Lado largo B

$$M_{+B} = C_{1A} * C_M * L^2 + C_{2A} * C_U * L^2$$

$$M_{+B} = 0,020 * (1,4 * 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2 + 0,028 * (1,7 * 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) * (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+B} = 285,77 \text{ kg*m} + 481,95 \text{ kg*m}$$

$$M_{+B} = 767,72 \text{ kg*m}$$

Losa 5

Momento negativo

$$M_{-} = C \cdot W_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{-A} = 0,045 \cdot 388,90 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-A} = 1\,517,54 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{-B} = 0,045 \cdot 388,90 \text{ kg/m} \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{-B} = 1\,517,54 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo

$$M_{+} = C_1 \cdot C_M \cdot L^2 + C_2 \cdot C_U \cdot L^2$$

Lado corto A

$$M_{+A} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+A} = 0,018 \cdot (1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,027 \cdot (1,7 \cdot 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+A} = 257,19 \text{ kg} \cdot \text{m} + 464,74 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+A} = 721,93 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Lado largo B

$$M_{+B} = C_{1A} \cdot C_M \cdot L^2 + C_{2A} \cdot C_U \cdot L^2$$

$$M_{+B} = 0,018 \cdot (1,4 \cdot 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2 + 0,027 \cdot (1,7 \cdot 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}}) \cdot (9 \text{ m})^2$$

$$M_{+B} = 257,19 \text{ kg} \cdot \text{m} + 464,74 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{+B} = 721,93 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

3.10.1.5. Chequeo por corte

El corte actuante será el mismo para ambos lados de la losa, tanto el corto A, como el largo B. El corte actuante se calcula en base a la siguiente fórmula:

$$V_{\text{actuante}} = \frac{W_U * A}{L}$$

Dónde:

V_{actuante} = corte actuante

W_U = carga última mayorada

Primer nivel $W_U = 388,90 \text{ kg/m}$, segundo nivel $W_U = 261,40 \text{ kg/m}$

A = Área tributaria, para este proyecto se está trabajando con áreas triangulares de base $b = 9 \text{ m}$, y altura $h = 4,5 \text{ m}$ el cálculo del área se detalla a continuación.

$$A = \frac{1}{2} * b * h$$

$$A = \frac{1}{2} * 9 \text{ m} * 4,5 \text{ m}$$

$$A = 20,25 \text{ m}^2$$

L = longitud del lado en análisis, para ambos lados $L = 9 \text{ m}$.

Para segundo nivel

Para lado corto A

$$V_{\text{actuante}} = \frac{W_U * A}{L}$$

$$V_{\text{actuante}} = \frac{261,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 21,25 \text{ m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 617,19 \text{ kg}$$

Para lado largo B

$$V_{\text{actuante}} = \frac{W_U * A}{L}$$

$$V_{\text{actuante}} = \frac{261,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 21,25 \text{m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 617,19 \text{ kg}$$

Para primer nivel

Para lado corto A

$$V_{\text{actuante}} = \frac{W_U * A}{L}$$

$$V_{\text{actuante}} = \frac{388,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 21,25 \text{ m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 918,34 \text{ kg}$$

Para lado largo B

$$V_{\text{actuante}} = \frac{W_U * A}{L}$$

$$V_{\text{actuante}} = \frac{388,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 21,25 \text{ m}^2}{9 \text{ m}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 918,24 \text{ kg}$$

Verificando que el esfuerzo de corte actuante no sea mayor que el esfuerzo de corte resistente para ambos niveles de la estructura.

$$V_C = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * A$$

Dónde:

$$\phi = 0,85$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/m}^2$$

A = área, se calcula con la siguiente formula $A = bd + st$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * ((10 * 15) + (40 * 5))$$

$$V_c = 7,538306 * (150 + 200)$$

$$V_c = 7,538306 * 350$$

$$V_c = 2\,638,41 \text{ kg}$$

Como se puede observar el esfuerzo de corte que puede soportar la losa está por encima del esfuerzo de corte que actúa sobre ésta, por lo que es aceptable diseñar la losa con las dimensiones establecidas anteriormente.

3.10.1.6. Balanceo de momentos

Si el $M_1 > 0,8M_2$, el balanceo de momentos se podrá hacer mediante el promedio de los 2. De no cumplir con lo anterior se procederá a balancear los momentos por rigidez.

El cálculo de la rigidez será realizado mediante la siguiente fórmula:

$$R = \frac{1}{L}$$

Dónde:

R = rigidez de la losa

L = longitud de la losa

Como se ha detallado anteriormente, debido a que se está trabajando con losas cuadradas, la longitud es la misma para ambos sentidos de la losa. De igual manera la rigidez será igual para todas las losas.

Después de haber calculado la rigidez, se procede a calcular D_1 y D_2 , mediante la siguiente fórmula:

$$D_i = \frac{R_i}{\sum R}$$

Dónde:

R_i = rigidez de la losa

$\sum R$ = sumatoria de las rigideces

Posteriormente se procede a balancear los momentos, de acuerdo a las formulas siguientes:

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

Para segundo nivel

Losa 1 – losa 2

$$M_1 = 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1\,058,67 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$M_1 > 0,8M_2$; $698,72 \text{ kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1\,058,67 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $698,72 \text{ kg}\cdot\text{m} < 856,94 \text{ kg}\cdot\text{m}$, por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 1 = rigidez de losa 2

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m} + 0,50(1\ 058,67 \text{ kg}\cdot\text{m} - 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 878,70 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1058,67 \text{ kg}\cdot\text{m} - 0,50(1\ 058,67 \text{ kg}\cdot\text{m} - 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 878,70 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Losa 1 – losa 4

$$M_1 = 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1\ 058,67 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$M_1 > 0,8M_2$; $698,72 \text{ kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1\ 058,67 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $698,72 \text{ kg}\cdot\text{m} < 856,94 \text{ kg}\cdot\text{m}$,
por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 1 = rigidez de losa 4

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m} + 0,50(1\ 058,67 \text{ kg}\cdot\text{m} - 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 878,70 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\ 058,67 \text{ kg}\cdot\text{m} - 0,50(1\ 058,67 \text{ kg}\cdot\text{m} - 698,72 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 878,70 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Losa 2 – losa 5

$$M_1 = 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1\ 291,58 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$M_1 > 0,8M_2$; $952,80 \text{ kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $952,80 \text{ kg}\cdot\text{m} < 1033,36 \text{ kg}\cdot\text{m}$, por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 2 = rigidez de losa 5

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m} + 0,50(1\ 291,58 \text{ kg}\cdot\text{m} - 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\ 122,19 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m} - 0,50(1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m} - 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1122,19 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Losa 4 – losa 5

$$M_1 = 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$M_1 > 0,8M_2$; $952,80 \text{ kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $952,80 \text{ kg}\cdot\text{m} < 1033,36 \text{ kg}\cdot\text{m}$, por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 4 = rigidez de losa 5

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m} + 0,50(1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m} - 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1122,19 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m} - 0,50(1291,58 \text{ kg}\cdot\text{m} - 952,80 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1122,19 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para para primer nivel

Losa 1 – losa 2

$$M_1 = 1039,57 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1575,50 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$M_1 > 0,8M_2$; $1\ 039,57 \text{ kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1575,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $1\ 039,57 \text{ kg}\cdot\text{m} < 1260,4 \text{ kg}\cdot\text{m}$,
por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 1 = rigidez de losa 2

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\ 039,57 \text{ kg}\cdot\text{m} + 0,50(1\ 575,50 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1039,57 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1307,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1575,50 \text{ kg}\cdot\text{m} - 0,50(1\ 575,50 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\ 039,57 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\ 307,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Losa 1 – losa 4

Losa 1 – losa 2

$$M_1 = 1\ 039,57 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1\ 575,50 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$M_1 > 0,8M_2$; $1\ 039,57 \text{ kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1\ 575,5 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $1\ 039,57 \text{ kg}\cdot\text{m} < 1\ 260,4 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 1 = rigidez de losa 2

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\,039,57 \text{ kg}\cdot\text{m} + 0,50(1\,575,50 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,039,57 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\,307,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\,575,50 \text{ kg}\cdot\text{m} - 0,50(1\,575,50 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,039,57 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\,307,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Losa 2 – losa 5

$$M_1 = 1\,517,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1\,921,55 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_1 > 0,8M_2; 1.517,54 \text{ kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1\,921,55 \text{ kg}\cdot\text{m}; 1\,517,54 \text{ kg}\cdot\text{m} < 1\,537,24 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 2 = rigidez de losa 5

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\ 517,54\ \text{kg}\cdot\text{m} + 0,50(1\ 921,55\ \text{kg}\cdot\text{m} - 1\ 517,54\ \text{kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\ 719,55\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\ 921,55\ \text{kg}\cdot\text{m} - 0,50(1\ 921,55\ \text{kg}\cdot\text{m} - 1\ 517,54\ \text{kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\ 719,55\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

Losa 4 – losa 5

$$M_1 = 1\ 517,54\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 1\ 921,55\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_1 > 0,8M_2; 1\ 517,54\ \text{kg}\cdot\text{m} > 0,80 \cdot 1\ 921,55\ \text{kg}\cdot\text{m}; 1\ 517,54\ \text{kg}\cdot\text{m} < 1\ 537,24\ \text{kg}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto se balanceara por rigidez.

Rigidez de losa 2 = rigidez de losa 5

$$R = \frac{1}{L} = \frac{1}{9} = 0,1111$$

$$\sum R = 0,1111 + 0,1111 = 0,2222$$

$$D_1 = \frac{R_1}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$D_2 = \frac{R_2}{\sum R} = \frac{0,1111}{0,2222} = 0,50$$

$$M_{1\text{balanceado}} = M_1 + D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\,517,54 \text{ kg}\cdot\text{m} + 0,50(1\,921,55 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,517,54 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{1\text{balanceado}} = 1\,719,55 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{2\text{balanceado}} = M_2 - D_1(M_2 - M_1)$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\,921,55 \text{ kg}\cdot\text{m} - 0,50(1\,921,55 \text{ kg}\cdot\text{m} - 1\,517,54 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$M_{2\text{balanceado}} = 1\,719,55 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

3.10.1.7. Determinación del área de acero

Para determinar el área de acero a utilizar en la losa, se procederá a calcularla para la losa que presente mayores momentos o momentos críticos. El área de acero, se calcula de la siguiente manera:

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

Se procederá a hacer el cálculo, en base a los momentos de la losa 5, para ambos niveles, por ser estos los más elevados y a la vez los más críticos.

Para losa 5 del segundo nivel

$$M_+ = 443,09 \text{ kg}\cdot\text{m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad d = h - \text{recubrimiento mínimo} = 20 - 2,5 = 17,50 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$A_{s+} = \frac{0,85 * 280}{4.200} * \left[(50 * 17,5) - \sqrt{(50 * 17,5)^2 - \frac{443,09 * 50}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{(875)^2 - \frac{22\ 154,50}{1,071}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{765\ 625 - 20\ 658,8077} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{744\ 939,1923} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [875 - 863,0985994]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [11,90140057]$$

$A_{s+} = 0,67 \text{ cm}^2$, cumple con 1 varilla # 3.

$M. = 1\ 122,19 \text{ kg}^*\text{m}$, $b=10 \text{ cm}$, $d= h - \text{recubrimiento mínimo} = 20 - 2,5 = 17,50 \text{ cm}$

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

$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s-} = \frac{0,85 * 280}{4.200} * \left[(50 * 17,5) - \sqrt{(50 * 17,5)^2 - \frac{1122,19 * 50}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{(875)^2 - \frac{56109,50}{1,071}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{765625 - 52389,8226} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{713235,1774} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * [875 - 844,53252]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * [30,46747996]$$

$A_{s-} = 1,72 \text{ cm}^2$, cumple con 2 varillas #4.

Para losa 5 del primer nivel

$M_+ = 721,93 \text{ kg}\cdot\text{m}$, $b = 50 \text{ cm}$, $d = h - \text{recubrimiento mínimo} = 20 - 2,5 = 17,50 \text{ cm}$

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

$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s+} = \frac{0,85 * 280}{4.200} * \left[(50 * 17,5) - \sqrt{(50 * 17,5)^2 - \frac{721,95 * 50}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{(875)^2 - \frac{36096,50}{1,071}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [875 - \sqrt{765625 - 33703,5481}]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [875 - \sqrt{731921,4519}]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [875 - 855,5240803]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [19,47591974]$$

$A_{s+} = 1,10 \text{ cm}^2$, cumple con 2 varillas #3.

$M. = 1\,719,55 \text{ Kg}\cdot\text{m}$, $b = 10 \text{ cm}$, $d = h - \text{recubrimiento mínimo} = 20 - 2,5 = 17,50 \text{ cm}$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s-} = \frac{0,85 \cdot 280}{4.200} * \left[(50 \cdot 17,5) - \sqrt{(50 \cdot 17,5)^2 - \frac{1719,55 \cdot 50}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{(875)^2 - \frac{85977,50}{1,071}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{765625 - 80277,7778} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[875 - \sqrt{685347,2222} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * [875 - 827,8570059]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * [47,1929941]$$

$$A_{s-} = 2,67 \text{ cm}^2, \text{ cumple con 3 varillas \#4.}$$

Habiendo calculado el área de acero necesaria para soportar los momentos en la losa, se continua con el cálculo del área de acero por temperatura, con el que se establecerá el espaciamiento entre cada una de las varillas siguientes. Para calcular el área de acero por temperatura se hace uso de la fórmula:

$$A_{\text{stemp}} = 0,002 \cdot b \cdot t$$

Dónde:

A_{stemp} = área de acero por temperatura

b = base de la losa (calculado para un metro)

t = espesor de la losa de concreto = 5 cm

$$A_{\text{stemp}} = 0,002 \cdot 100 \cdot 5$$

$A_{stemp}=1,00 \text{ cm}^2$, se usara una varilla #4 con un $A_s = 1,267 \text{ cm}^2$, para el cálculo del espaciamiento máximo se usa la fórmula, $s = 5*t = 5(5 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ en ambos sentidos.

$$A_{smín}=cuantilla*b*d$$

$$A_{smáx}=0,5*\rho_{bal} *b*d$$

Para losas donde se utilicen barras corrugadas grado 60 o mallas electrosoldadas de alambón (liso o corrugado), el valor de la cuantilla igual a 0,0018. Por lo que el área de acero mínimo es la siguiente:

$$A_{smín(+)}=cuantilla*b*d$$

$$A_{smín(+)}=0,0018*50*17,50$$

$$A_{smín(+)}=1,58\text{cm}^2$$

$$A_{smín(-)}=cuantilla*b*d$$

$$A_{smín(-)}=0,0018*10*17,50$$

$$A_{smín(-)}=0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{smíx (+)}=0,5*\rho_{bal} *b*d$$

$$\rho_{bal}=\beta_1^2*\left[\frac{0,003}{f_y/E_s+0,003}\right]*\left(\frac{f'_c}{f_y}\right)=0,85^2*\left[\frac{0,003}{\frac{2810}{2,1*10^6}+0,003}\right]*\left(\frac{280}{2.810}\right)=0,05$$

$$A_{smíx (+)}=0,5*0,05*50*17,5$$

$$A_{smíx (+)}=21,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{smíx (-)}=0,5*0,05*10*17,5$$

$$A_{smíx (-)}=4,38 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, las áreas de acero resultantes para las losas de los dos niveles cumplen con estar entre los parámetros del área de acero mínima y área de acero máxima, tanto para momentos positivos como para los momentos negativos.

3.10.1.8. Armado final de la losa

El armado final de la losa se especifica en los planos constructivos del proyecto, con el fin de que sea entendible para cualquier persona que se dedique a la construcción. Dichos planos están adjuntados en los anexos de este trabajo.

3.10.2. Diseño de vigas

Se procederá a hacer el cálculo de una viga para cada nivel, considerando las vigas de condiciones críticas, y todas las demás vigas serán igual debido a la simetría de la estructura.

Dado que se escogió un sistema constructivo de marcos rígidos para la estructura, las vigas se encuentran empotradas en sus dos extremos a las columnas,

De los dimensiones de la viga y materiales utilizados se tiene lo siguiente

Sección: 0,35 m * 0,70 m

Peralte efectivo = 0,70 m – 0,04 m (recubrimiento mínimo según código ACI 318-05 en la sección 7.7.1.) = 0,66 m

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

Para primer nivel

$$M_{(+)} = 8\,915,17 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

$$M_{(-)} = 4\,600,24 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

Para segundo nivel

$$M_{(+)} = 12\,665,42 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

$$M_{(-)} = 6\,406,78 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

Los momentos positivos y negativos se encuentran detallados en la tabla XXXIX, de la envolvente de momentos.

3.10.2.1. Cálculo del área de acero

El área de acero para los momentos actuantes en las vigas de cada nivel será determinada mediante la fórmula detallada a continuación:

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

Para el segundo nivel

Área de acero para el momento positivo

$$A_{s+} = \frac{0,85 * 280}{4.200} * \left[(35 * 66) - \sqrt{(35 * 66)^2 - \frac{12\,665,42 * 35}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,0566666666 * \left[2,310 - \sqrt{(2\,310)^2 - \frac{434\,289,70}{1,071}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,0566666666 * \left[2310 - \sqrt{5\ 336\ 100 - 413\ 902,61} \right]$$

$$A_{s+} = 0,0566666666 * \left[2\ 310 - \sqrt{4\ 922\ 197,39} \right]$$

$$A_{s+} = 0,0566666666 * [2\ 310 - 2\ 218,60]$$

$$A_{s+} = 0,0566666666 * [91,40]$$

$$A_{s+} = 5,17\ \text{cm}^2, \text{ cumple con 3 varillas \#5 (5,94 cm}^2\text{)}$$

Área de acero para el momento negativo

$$A_{s-} = \frac{0,85 * 280}{4 * 200} * \left[(35 * 66) - \sqrt{(35 * 66)^2 - \frac{6\ 406,78 * 35}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,0566666666 * \left[2\ 310 - \sqrt{(2310)^2 - \frac{224237,30}{1,071}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,0566666666 * \left[2\ 310 - \sqrt{5\ 336\ 100 - 209\ 371,90} \right]$$

$$A_{s-} = 0,0566666666 * \left[2\ 310 - \sqrt{5\ 126\ 728,11} \right]$$

$$A_{s-} = 0,0566666666 * [2310 - 2\ 264,23]$$

$$A_{s-} = 0,0566666666 * [45,77]$$

$$A_{s-} = 2,59\ \text{cm}^2, \text{ cumple con 3 varillas \#4 (3,80 cm}^2\text{)}$$

Para el primer nivel

Área de acero para el momento positivo

$$A_{s+} = \frac{0,85 \cdot 280}{4 \cdot 200} * \left[(35 \cdot 66) - \sqrt{(35 \cdot 66)^2 - \frac{8 \ 915,17 \cdot 35}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * \left[2 \ 310 - \sqrt{(2 \ 310)^2 - \frac{312 \ 030,95}{1,071}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * \left[2 \ 310 - \sqrt{5 \ 336 \ 100 - 291 \ 345,42} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * \left[2 \ 310 - \sqrt{5 \ 044.754,58} \right]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [2 \ 310 - 2.246,05]$$

$$A_{s+} = 0,05666666666 * [63,95]$$

$$A_{s+} = 3,62 \text{ cm}^2, \text{ cumple con 3 varillas \#4 (3,80 cm}^2\text{)}$$

Área de acero para el momento negativo

$$A_{s-} = \frac{0,85 \cdot 280}{4 \cdot 200} * \left[(35 \cdot 66) - \sqrt{(35 \cdot 66)^2 - \frac{4 \ 600,24 \cdot 35}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[2 \ 310 - \sqrt{(2 \ 310)^2 - \frac{161 \ 008,40}{1,071}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * \left[2 \ 310 - \sqrt{5 \ 336 \ 100 - 150 \ 334,641} \right]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * [2 \cdot 310 - \sqrt{5 \cdot 185 \cdot 765,36}]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * [2 \cdot 310 - 2 \cdot 277,23]$$

$$A_{s-} = 0,05666666666 * [32,77]$$

$$A_{s-} = 1,86 \text{ cm}^2, \text{ Cumple con 3 varillas \#3 (2,138 cm}^2\text{)}$$

3.10.2.2. Cálculo del área de acero mínima y área de acero máxima

Previo a de diseñar el acero longitudinal de la viga, se tienen que calcular los límites dentro de los cuales tiene que estar este, para esto se toman los siguientes criterios:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

Dónde:

$A_{s\text{mín}}$ = área de acero mínima

$A_{s\text{máx}}$ = área de acero máxima

b = base de la viga, b = 0,35 m

d = peralte efectivo, d = 0,66 m

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

La cuantilla de refuerzo no debe de exceder a 0,025 según código ACI 318-05 en la sección 21.3.2.1

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$\rho_{\text{máx}} = \phi * \rho_{\text{bal}}, \phi = 0,5 \text{ para zona sísmica.}$$

$$\rho_{bal} = \beta_1 * 0,85 * \left(\frac{6\ 090}{6\ 090 + f_y} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Para segundo nivel

Para el cálculo de ρ , se tomara el A_{s+} , dado que es la mayor.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{3,39\text{ cm}^2}{35\text{ cm} * 66\text{ cm}}$$

$$\rho = \frac{3,39\text{ cm}^2}{2\ 310\text{ cm}^2}$$

$\rho = 0,00146756$, usar ρ_{min}

$$\rho_{min} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14,1}{4\ 200}$$

$$\rho_{min} = 0,00355743$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = \phi * \rho_{bal}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = \phi * \left[\beta_1 * 0,85 * \left(\frac{6\ 090}{6\ 090 + f_y} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \right]$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,50 * \left[0,85 * 0,85 * \left(\frac{6\ 090}{6\ 090 + 4.200} \right) * \left(\frac{280}{4\ 200} \right) \right]$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,50 * [0,7225 * (0,591836734) * (.066666666)]$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,50 * [0,028506802]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0142534$$

$$A_{\text{smín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_{\text{smín}} = 0,00355743 * 35 \text{ cm} * 66 \text{ cm}$$

$$A_{\text{smín}} = 7,76 \text{ cm}^2, \text{ Cumple con 2 varillas \# (7,759 cm}^2\text{)}$$

$$A_{\text{smáx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{\text{smáx}} = 0,0142534 * 35 \text{ cm} * 66 \text{ cm}$$

$$A_{\text{smáx}} = 32,93 \text{ cm}^2$$

Como el $A_s < A_{\text{smín}}$, para el armado se tomara el valor del área de acero mínima. Por lo tanto, como $A_s < A_{\text{smáx}}$, es una viga simplemente reforzada.

Para primer nivel

Para el cálculo de ρ , se tomara el A_{s+} , dado que es la mayor.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{5,51 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 66 \text{ cm}}$$

$$\rho = \frac{5,51 \text{ cm}^2}{2310 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0,00238528, \text{ usar } \rho_{\text{mín}}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14,1}{4200}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,00355743$$

$$\rho_{\text{máx}} = \phi * \rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{máx}} = \phi * \left[\beta_1 * 0,85 * \left(\frac{6\,090}{6\,090 + f_y} \right) * \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,50 * \left[0,85 * 0,85 * \left(\frac{6\,090}{6\,090 + 4\,200} \right) * \left(\frac{280}{4\,200} \right) \right]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,50 * [0,7225 * (0,591836734) * (0,066666666)]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,50 * [0,028506802]$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0142534$$

$$A_{\text{smín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_{\text{smín}} = 0,00355743 * 35 \text{ cm} * 66 \text{ cm}$$

$$A_{\text{smín}} = 7,76 \text{ cm}^2, \text{ cumple con 2 varillas \#7 (7,759 cm}^2\text{)}$$

$$A_{\text{smáx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$A_{\text{smáx}} = 0,0142534 * 35 \text{ cm} * 66 \text{ cm}$$

$$A_{\text{smáx}} = 32,93 \text{ cm}^2$$

Como el $A_s < A_{\text{smin}}$, para el armado se tomara el valor del área de acero mínima. Por lo tanto, como $A_s < A_{\text{smax}}$, es una viga simplemente reforzada.

3.10.2.3. Propuesta de refuerzo longitudinal para los momentos actuantes

Como se observó en el inciso anterior, el área de acero tanto para el momento negativo, como para el momento positivo, es menor que el área de acero mínima requerida, por lo que para la propuesta del refuerzo longitudinal de las vigas de cada nivel se hará tomando en cuenta dicha área de acero mínima.

Para segundo nivel

$M_{(+)} = 12\,665,42 \text{ kg}\cdot\text{m}$, $A_s = 5,17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ colocar 3 varillas # 5 ($5,94 \text{ cm}^2$)

$M_{(-)} = 6\,406,78 \text{ kg}\cdot\text{m}$, $A_s = 2,69 \text{ cm}^2 \rightarrow$ colocar 3 varillas # 4 ($3,80 \text{ cm}^2$)

Para primer nivel

$M_{(+)} = 8\,915,17 \text{ kg}\cdot\text{m}$, $A_s = 3,62 \text{ cm}^2 \rightarrow$ colocar 3 varillas # 4 ($3,80 \text{ cm}^2$)

$M_{(-)} = 4\,600,24 \text{ kg}\cdot\text{m}$, $A_s = 1,86 \text{ cm}^2 \rightarrow$ colocar 3 varillas # 3 ($2,14 \text{ cm}^2$)

..

3.10.2.4. Requisitos sísmicos para el armado

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.2.1 requiere que en cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior debe colocarse el área de acero mínimo.

Luego de calcular el A_s , se procede a colocar varillas de acero, de tal forma que el área de ellas supla lo solicitado en los cálculos de A_s ; esto se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Para ambos niveles

Para la cama superior en apoyos, A_s para M_+ , dado que el A_s es menor que el área de acero mínima, para la armadura de la cama superior se tomará el $A_{s\text{mín}}$, quedando el armado de la siguiente manera:

$A_{s\text{mín}} = 7,76 \text{ cm}^2 \rightarrow$ colocar 2 varillas # 7 ($7,759 \text{ cm}^2$)

Para la cama superior al centro se deben colocar, como mínimo, dos varillas de acero en forma continua, para el armado de esta cama se tomará de igual manera el $A_{s\text{mín}}$.

$$A_{\text{smín}} = 7,76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{colocar 2 varillas \# 7 (7,759 cm}^2\text{)}$$

Para la cama inferior en apoyos se toma el 50 por ciento del área de acero mínima longitudinal según código ACI 318-05 en la sección 21.3.2.2

$$A_{\text{smín}} = 7,76 \text{ cm}^2 = 0,50 * 7,76 = 3,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{colocar 2 varillas \# 5 (3,959 cm}^2\text{)}$$

Para la cama inferior al centro se tomara el valor del área de acero mínima.

$$A_{\text{smín}} = 7,76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{colocar 2 varillas \# 7 (7,759 cm}^2\text{)}$$

3.10.2.5. Cálculo para el acero transversal de los estribos

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.4.1 requiere que la fuerza cortante de diseño V , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en las partes comprendidas entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras del nudo localizados en los extremos del elemento, actúan momentos opuestos correspondientes a la resistencia probable M_{pr} y que el elemento está cargado además con cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de toda la luz. La resistencia probable se basa en $1,25f_y$ con un factor de reducción de $\Phi=1$.

Cálculo de la resistencia posible

Área de acero para flexión negativa $A_s = 3 * (2,85 \text{ cm}^2) = 8,55 \text{ cm}^2$ el espesor del bloque de esfuerzo es:

$$a = \frac{1,25 \cdot f_y \cdot A_s}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{1,25 \cdot 4200 \cdot 8,55}{0,85 \cdot 35 \cdot 280}$$

$$a = 5,39 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1,25 \cdot 4200 \cdot 8,55 \cdot \left(66 - \frac{5,39}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 2841603,19 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 28416,03 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Área de acero para flexión positiva $A_s = 3 \cdot (2,85 \text{ cm}^2) = 8,55 \text{ cm}^2$ el espesor del bloque de esfuerzo es:

$$a = \frac{1,25 \cdot f_y \cdot A_s}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{1,25 \cdot 4200 \cdot 8,55}{0,85 \cdot 35 \cdot 280}$$

$$a = 5,39 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1,25 \cdot 4200 \cdot 8,55 \cdot \left(66 - \frac{5,39}{2}\right)$$

$$M_{pr2} = 2841603,19 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 28416,03 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{WL}{2}$$

$$V_{e1} = \frac{28416,03 + 28416,03}{9} + \frac{2327,75 \cdot 9}{2}$$

$$V_{e1} = \frac{56832,06}{9} + \frac{20949,75}{2}$$

$$V_{e1} = 6314,67 + 10474,88$$

$$V_{e1} = 16789,55 \text{ kg}$$

$$V_{e2} = \frac{28\,416,03 + 28\,416,03}{9} - \frac{2\,327,75 \cdot 9}{2}$$

$$V_{e2} = \frac{56\,832,06}{9} - \frac{20\,949,75}{2}$$

$$V_{e2} = 6\,314,67 - 10\,474,88$$

$$V_{e2} = -4\,160,21 \text{ kg}$$

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.4.2 requiere que se debe diseñar el cortante suponiendo la capacidad de corte del hormigón igual a cero si la fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de las resistencias de corte requerida en estas zonas.

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.3 requiere que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara de apoyo del elemento, hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

$$\text{Longitud de confinamiento} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,70 \text{ m} = 1,40 \text{ m}$$

El código ACI 318-05 en la sección 23.3.3.2 requiere que el primer estribo no debe de estar a más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder la menor de las siguientes condiciones: a) $d/4$, b) 8 veces el diámetro de las barras, c) 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento y d) 30 centímetros.

Con base a las restricciones anteriores, se tiene lo siguiente:

- $d/4 = 66/4 = 16,5 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$
- $8 \cdot ((7/8) \cdot 2,54) = 17,78 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$
- $24 \cdot 0,9525 = 22,86 \text{ cm} = 23 \text{ cm}$
- 30 cm

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.3.4 requiere que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados y ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no menos de $d/2$ en todo lo largo del elemento.

$$d/2 = 66/2 = 33 \text{ cm}$$

El código ACI 318-05 apéndice C.3.2.3 requiere que para elementos controlados por corte se debe aplicarle un factor de reducción $\Phi = 0,85$, proponiendo estribos No. 3 área de acero $2 \cdot 0,71 \text{ cm}^2 = 1,42 \text{ cm}^2$.

Cálculo de espaciamentos de estribos de confinamiento

$$S = \frac{\phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d}{V_e}$$

$$S = \frac{0,85 \cdot 1,42 \cdot 4200 \cdot 66}{16789,55}$$

$$S = 19,92 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Basado en lo anterior el espaciamiento de los estribos quedara de la siguiente manera, el primer estribo será colocado a 5 centímetros a lo largo una distancia igual a dos veces la longitud del elemento, dicha distancia es de 1.40 metros tomados desde el extremo al centro del miembro, el resto de estribos estarán ubicados a cada 20 centímetros.

3.10.2.6. Armado final de vigas

El detalle del armado final de las vigas, sus puntos de confinamiento, secciones transversales y longitudinales, así como el detalle de entronque entre vigas y columnas, se detallan en los planos constructivos.

3.10.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna; esta carga se determina por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, y se selecciona, para diseñar la columna, el mayor de los momentos actuantes en los extremos de la columna.

Para este caso, se diseña la columna crítica, es decir la que está sometida a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo.

3.10.3.1. Flexo compresión

Para el diseño de columnas por flexo compresión se toman en cuenta los siguientes datos:

Sección de la columna = 0,70 * 0,70 m

$L_U = 5,95$ m (para columnas del primer nivel, dado que estas son las columnas que presentan las condiciones críticas estas serán evaluadas en este análisis)

$M_X = M_Y = 2\ 843,90$ kg-m

$V_{UX} = V_{UY} = 2\ 714,16$ kg

Tanto los momentos como los esfuerzos de corte últimos vienen del diagrama de momentos y diagrama de cortes desarrollado por el análisis estructural por medio del programa SAP2000 (ver anexos).

Calculando la carga última

$$C_U = 1,4C_M + 1,7C_V$$

Para el segundo nivel

$$C_U = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$C_U = 1,4(280) + 1,7(100)$$

$$C_U = 392 + 170$$

$$C_U = 562 \text{ kg/m}^2$$

Para el primer nivel

$$C_U = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$C_U = 1,4(280) + 1,7(250)$$

$$C_U = 392 + 425$$

$$C_U = 817 \text{ kg/m}^2$$

Calculando el factor de carga última

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_M + C_V}$$

Para segundo nivel

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_M + C_V}$$

$$F_{CU} = \frac{562}{280 + 100}$$

$$F_{CU} = \frac{562}{380}$$

$$F_{CU} = 1,478947368$$

Para primer nivel

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_M + C_V}$$

$$F_{CU} = \frac{817}{280 + 250}$$

$$F_{CU} = \frac{817}{530}$$

$$F_{CU} = 1,541509434$$

Calculando la carga axial

$$P_U = P_{C2} + P_{C1} + [(A_{col} * H_{col} * W_{conc} * F_{CU}) \text{ esto de la columna que se diseña}]$$

Donde

$$P_C = (A_{viga} * L_{viga} * W_{conc} * F_{CU}) + (A_{losa} * C_U)$$

Para primer nivel

$$P_{C1} = ((0,35 * 0,70) * 9 * 2.400 * 1,541509434) + (81 * 817)$$

$$P_{C1} = (0,245 * 9 * 2.400 * 1,541509434) + 66.177$$

$$P_{C1} = 8.157,67 + 66.177$$

$$P_{C1} = 74.334,67 \text{ kg} = 74,33 \text{ Ton}$$

Para segundo nivel

$$P_{C2} = ((0,35 * 0,70) * 9 * 2.400 * 1,478947368) + (81 * 562)$$

$$P_{C2} = (0,245 * 9 * 2.400 * 1,478947368) + 45.522$$

$$P_{C2} = 7.826,89 + 45.522$$

$$P_{C2} = 53.348,59 \text{ kg} = 53,34 \text{ Ton}$$

Carga axial

$$P_U = P_{C2} + P_{C1} + (A_{col} * H_{col} * W_{conc} * F_{CU})$$

$$P_U = 53.348,59 + 74.334,67 + ((0,70 * 0,70) * 5,95 * 2.400 * 1,541509434)$$

$$P_U = 127.683,26 + (0,49 * 5,95 * 2.400 * 1,541509434)$$

$$P_U = 127.683,26 + 10.786,25$$

$P_U=138\ 469,51\ \text{kg}=138,47\ \text{Ton}$

3.10.3.2. Efecto de esbeltez

Una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud.

Por el valor de su esbeltez, las columnas se clasifican en cortas ($E < 21$), intermedias ($21 \leq E \leq 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es para ubicarlas en un rango; si son cortas, se diseñan con los datos originales del análisis estructural; si son intermedias, se deben magnificar los momentos actuantes, y si son largas, no se construyen porque fallan por pandeo, según Reglamento ACI 318-99 sección 10.13.2.

La esbeltez de la columna en el sentido X, correspondiente a columnas sin contravientos y ambos ejes restringidos, se calcula con el procedimiento siguiente:

$$E = \frac{K \cdot L_U}{r}$$

Donde:

E = esbeltez

K = factor de pandeo

El factor K se determina por medio de la fórmula de *Jackson*, basándose en la relación de rigidez (Ψ), donde:

$$\Psi = \frac{\sum \text{Rigidez de columnas que se unen al nodo seleccionado}}{\sum \text{Rigidez de vigas que se unen al nodo seleccionado}}$$

Siendo K igual a:

$$K = \left(\frac{20 - \Psi_P}{20} \right) * (1 + \Psi_P)^{1/2} \quad \text{Para } \Psi_P < 2$$

$$K = 0,90 * (1 + \Psi_P)^{1/2} \quad \text{Para } \Psi_P \geq 2$$

L_U = longitud de la columna

r = radio de giro = 0,30*lado menor

Calculo de la relación de rigidez (Ψ)

Inercias

$$I_{\text{viga}} = \frac{1}{12} * (35) * (70)^2 = \frac{1}{12} * 35 * 4900 = \frac{1}{12} * 171500 = 14291,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = \frac{1}{12} * (70) * (70)^2 = \frac{1}{12} * 70 * 4900 = \frac{1}{12} * 343000 = 28858,33 \text{ cm}^4$$

$$\Psi = \frac{\sum \text{Rigidez de columnas}}{\sum \text{Rigidez de vigas}}$$

$$\Psi = \frac{\left[\left(\frac{28858,33}{595} \right) + \left(\frac{28858,33}{360} \right) \right]}{\left[\left(\frac{14291,67}{900} \right) + \left(\frac{14291,67}{900} \right) \right]}$$

$$\Psi = \frac{48,03921569 + 79,39814815}{15,87962963 + 15,87962963}$$

$\Psi = 4,012605042$, dado que $\Psi \geq 2$, el factor de pandeo (K), será calculado de la siguiente manera.

$$K = 0,90 * (1 + \Psi_P)^{1/2}$$

$$K = 0,90 * (1 + 4,012605042)^{1/2}$$

$$K = 0,90 * (5,012605042)^{1/2}$$

$$K=0,90*2.238884776$$

$$K=2,014996299$$

Para el radio de giro (r) es indiferente el lado de la columna que se tome, dado que por ser una columna cuadrada el lado largo coincide en dimensiones con el lado corto. De esta manera el radio de giro se calcula así, $r=0,30*0,70=0,21$

Después de haber calculado la relación de rigidez, para calcular el factor de pandeo (K), y teniendo el radio de giro, se procede a hacer el cálculo de la esbeltez de la columna.

$$E= \frac{K*L_U}{r}$$

$$E= \frac{2,014996299*5,95}{0,21}$$

$$E= \frac{11,98922798}{0,21}q$$

$$E=57,09156181$$

Dado la simetría de los elementos en el diseño del edificio, la esbeltez es igual para ambos sentidos, el sentido X y el sentido Y, por lo tanto, y conforme con lo detallado al inicio de este inciso, la columna obtiene una clasificación intermedia dado que su valor es mayor a 21 pero menor a 100, por lo tanto es necesario efectuar la magnificación de momentos.

3.10.3.3. Magnificación de momentos

La magnificación de momentos se aplica a los momentos en ambos sentidos, dicha magnificación consiste en determinar un factor de seguridad por

el que será multiplicado el momento para evitar el efecto de pandeo. En este caso tanto el momento en el sentido X como en el sentido Y es el mismo, por lo que se efectuara solamente una vez la operación. Esto se lleva a cabo de la siguiente manera.

$$M_d = \delta M$$

Donde:

M_d = momento de diseño.

Amplificador de momentos, $\delta = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{P_U}{\phi \cdot P_{cr}} \right) \right]} < 1$

P_U = carga última de diseño.

P_{cr} = carga crítica de pandeo de Euler, $P_{cr} = \pi^2 \cdot EI \cdot (K \cdot L_U)^{-2}$

Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 15 \cdot 100 \cdot f_c^{1/2}$

Momento de inercia de la sección total de concreto con respecto al

eje centroidal despreciando el esfuerzo, $I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$

Factor de flujo plástico, $\beta_d = \frac{C_{MU}}{C_U}$

$$EI = \frac{\left(\frac{E_c \cdot I_g}{2,5} \right)}{(1 + \beta_d)}$$

$\phi = 0,70$, si se usan estribos y $\phi = 0,75$, si se utilizan zunchos. Para este caso se hará uso de estribos.

Calculando el factor de flujo plástico

$$\beta_d = \frac{C_{MU}}{C_U}$$

$$\beta_d = \frac{392}{817}$$

$$\beta d = 0,479804161$$

Calculando el momento de inercia de la sección total de concreto

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

$$I_g = \frac{1}{12} * 0,70 * 0,70^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} * 0,70 * 0,343$$

$$I_g = \frac{1}{12} * 0,2401$$

$$I_g = 002000833$$

Calculando el modulo de elasticidad del concreto

$$E_C = 15\ 100 * f_c^{1/2}$$

$$E_C = 15\ 100 * (280)^{1/2}$$

$$E_C = 15\ 100 * 16,73320053$$

$$E_C = 256\ 671,328$$

Calculando EI

$$EI = \left(\frac{E_C * I_g}{2,5} \right) / (1 + \beta d)$$

$$EI = \left(\frac{256\ 671,328 * 0,02000833}{2,5} \right) / (1 + 0,479804151)$$

$$EI = \left(\frac{5\ 055,531512}{2,5} \right) / (1,479804151)$$

$$EI = 2,022.212525 / (1,479804151)$$

$$EI = 1\ 366,540649$$

Calculando la carga critica por pandeo de Euler

$$P_{cr} = \pi^2 * EI * (K * L_U)^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 * 1\,366,540649 * (2,014996299 * 5,95)^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 * 1\,366,540649 * (11,98922798)^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 * 1\,366,540649 * 143,7415875$$

$$P_{cr} = 1\,938\,673,782 \text{ kg} = 1\,938,67 \text{ Ton}$$

Calculando el amplificador de momentos

$$\delta = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{P_U}{\phi * P_{cr}} \right) \right]}$$

$$\delta = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{138\,469,51}{0,70 * 1\,938\,673,782} \right) \right]}$$

$$\delta = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{138\,469,51}{1\,357\,071,648} \right) \right]}$$

$$\delta = \frac{1}{(1 - 0,102035519)}$$

$$\delta = \frac{1}{(1,102035519)}$$

$$\delta = 0,907411769 < 1, \text{ si cumple.}$$

Magnificando los momentos

$$M_{dX} = M_{dY} = \delta M$$

$$M_{dX} = M_{dY} = 0,907411769 * 2.843,90$$

$$M_{dX} = M_{dY} = 2.580,8833 \text{ kg*m}$$

3.10.3.4. Refuerzo longitudinal

Para calcular el acero longitudinal de las columnas, existen varios métodos, los que se aplican, según el tipo de cargas al que está sometido la misma. Existen columnas sometidas a carga axial, carga axial y momento uniaxial, carga axial y momento biaxial, y carga axial y momento triaxial.

Para este caso, todas las columnas son del tipo carga axial y momento biaxial. El diseño exacto de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados; uno de éstos es el método de la carga inversa desarrollado por Bresler, un método sencillo, que ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes.

Se tiene previsto que el recubrimiento de las columnas será de 4 centímetros, cumpliendo con los 3 centímetros mínimos de recubrimiento según el código ACI.

La ecuación de carga inversa se define de la siguiente manera.

$$\frac{1}{P'_U} = \frac{1}{P'_{OX}} + \frac{1}{P'_{OY}} + \frac{1}{P'_O}$$

Donde:

P'_U = valor aproximado de la carga última en flexión que resiste la columna a una excentricidad "e".

$P'_{OX} = K'_X * f'_c * A_{gruesa}$, carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente "e_y" (e_x = 0).

$P'_{Oy} = K'_Y * f'_c * A_{gruesa}$, carga última que resiste la columna cuando se encuentra presente “ e_x ” ($e_y = 0$).

$P'_O = 0,7 * [0,85 * f'_c * (A_{gruesa} - A_s) + A_s * f_y]$, carga última que resiste la columna sometida a la carga excéntrica que resiste esta misma ($e_x = 0$, $e_y = 0$).

K'_X y K'_Y son valores que se obtienen del diagrama de interacción para el diseño de columnas.

Si $P'_U > P_U$, entonces el armado propuesto está correcto, de lo contrario se deberá aumentar el área de acero.

Área de acero propuesta

Área de acero mínima

$$A_{smin} = 0,01 * b * h$$

$$A_{smin} = 0,01 * 70 * 70$$

$$A_{smin} = 49 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

$$A_{smin} = 0,06 * b * h$$

$$A_{smin} = 0,06 * 70 * 70$$

$$A_{smin} = 294 \text{ cm}^2$$

Para este caso se proponen 8 varillas No. 9 y otras 8 varillas No. 10, con un área de $115,23 \text{ cm}^2$.

Para este método se utilizan los diagramas de interacción para el diseño de columnas. Los valores a utilizar para este método en el diagrama son los siguientes.

Valor de la gráfica

$$\gamma_x = h_{\text{nucleo}} / h_{\text{columna}} = 62 / 70 = 0,885714285$$

$$\gamma_y = h_{\text{nucleo}} / h_{\text{columna}} = 62 / 70 = 0,885714285$$

Valor de la curva

$$\rho_t \mu = (A_s * f_y) / (A_{\text{gruesa}} * 0,85 * f_c)$$

$$\rho_t \mu = (115,23 * 4200) / (70 * 70 * 0,85 * 280)$$

$$\rho_t \mu = 483966 / 1.160.200$$

$$\rho_t \mu = 0,414993997$$

Valor de las excentricidades

$$e_x = M_{dx} / P_U = 2580,8833 / 138469,51 = 0,018638639$$

$$e_y = M_{dy} / P_U = 2580,8833 / 138469,51 = 0,018638639$$

Valor de las diagonales

$$e_x / h_x = 0,018638639 / 0,70 = 0,026626628$$

$$e_y / h_y = 0,018638639 / 0,70 = 0,026626628$$

Con los datos calculados anteriormente se puede establecer que tanto K'_x como K'_y equivalen aproximadamente a 0,86, valor que se encontró en el gráfico A-4, diagrama de interacción para columnas rectangulares (ver anexo).

Posteriormente de haber encontrado los valores de K, se procede a hacer el calculo de las cargas, el cual se efectúa con las fórmulas anteriormente detalladas.

$$P'_{OX} = K'_X * f'_c * A_{gruesa}$$

$$P'_{OX} = 0,86 * 280 * 70 * 70$$

$$P'_{OX} = 1\ 179.920\ \text{kg} = 1\ 179,92\ \text{Ton}$$

$$P'_{OY} = K'_Y * f'_c * A_{gruesa}$$

$$P'_{OY} = 0,86 * 280 * 70 * 70$$

$$P'_{OY} = 1\ 179\ 920\ \text{kg} = 1\ 179,92\ \text{Ton}$$

$$P'_O = 0,7 * [0,85 * f'_c * (A_{gruesa} - A_s) + A_s * f_y]$$

$$P'_O = 0,7 * [0,85 * 280 * (70 * 70 - 115,23) + 115,23 * 2\ 810]$$

$$P'_O = 0,7 * [238 * (4\ 900 - 115,26) + 323\ 796,3]$$

$$P'_O = 0,7 * [238 * (4\ 784,77) + 323\ 796,3]$$

$$P'_O = 0,7 * [1\ 138\ 775,26 + 323\ 796,3]$$

$$P'_O = 0,7 * 1\ 462\ 571,56$$

$$P'_O = 1\ 023\ 800,09\ \text{kg} = 1\ 023,80\ \text{Ton}$$

Ahora se calcula el valor aproximado de la carga última en flexión que resiste la columna a una excentricidad "e", mediante la fórmula de Bresler, descrita anteriormente.

$$\frac{1}{P'_U} = \frac{1}{P'_{OX}} + \frac{1}{P'_{OY}} + \frac{1}{P'_O}$$

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{1\ 179\ 920} + \frac{1}{1\ 179\ 920} + \frac{1}{1\ 023\ 800,09}}$$

$$P'_U = \frac{1}{8,475150858 \cdot 10^{-7} + 8,475150858 \cdot 10^{-7} + 9,767531044 \cdot 10^{-7}}$$

$$P'_U = \frac{1}{2,754467755 \cdot 10^{-6}}$$

$$P'_U = 374\,281,85 \text{ Kg} = 374,28 \text{ Ton}$$

Como se puede evidenciar $P'_U > P_U$, por lo que el área de acero que se propuso si soporta los esfuerzos a los que esta sometido el elemento y no será necesario aumentar el área de acero.

3.10.3.5. Confinamiento

El espaciamiento S , no debe ser mayor que el menor de los siguientes casos.

Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal confinada mas pequeña, en este caso la varilla mas pequeña es una varilla No. 9, el diámetro de esta varilla es de 2,88 centímetros, por lo que el espaciamiento no deberá ser mayor de 22,86 centímetros.

24 veces el diámetro de la varilla de amarre, para este caso se tiene previsto varilla No. 4 para los estribos, con un diámetro de 1,27, por lo que el espaciamiento no debe de exceder 30,48 centímetros.

La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna, en este caso ambas dimensiones son de 0,70, y el espaciamiento deberá ser menor a 35 centímetros.

No debe de ser mayor a 30 centímetros.

Basándose en lo anterior se procede a hacer el calculo del espaciamiento por confinamiento, según las siguientes fórmulas.

$$S = \frac{2 \cdot A_v}{\rho_s \cdot L_n}$$

Donde:

S = espaciamiento entre estribos.

A_v = área de la varilla utilizada como estribo, para este caso es una varilla No. 4, cuya área es de 1,27.

L_n = longitud no soportada por el estribo, esta es de 62 centímetros.

ρ_s = relación volumétrica de la columna.

$$\rho_s = 0,45 \cdot \left(\frac{A_{gruesa}}{A_{chica}} - 1 \right) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) > 0,12 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Calculando la relación volumétrica de la columna

$$\rho_s = 0,45 \cdot \left(\frac{A_{gruesa}}{A_{chica}} - 1 \right) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0,45 \cdot \left(\frac{70 \cdot 70}{62 \cdot 62} - 1 \right) \cdot \left(0,85 \cdot \frac{280}{2.810} \right)$$

$$\rho_s = 0,45 \cdot \left(\frac{4900}{3844} - 1 \right) \cdot \left(\frac{238}{2.810} \right)$$

$$\rho_s = 0,45 \cdot (1,27471384 - 1) \cdot (0,084697508)$$

$$\rho_s = 0,45 \cdot (0,27471384) \cdot (0,084697508)$$

$$\rho_s = 0,45 \cdot 0,023267577$$

$$\rho_s = 0,01047041$$

Teniendo la relación volumétrica de la columna se procede a calcular el espaciamiento y comparar con los criterios establecidos.

$$S = \frac{2 \cdot A_v}{\rho_s \cdot L_n}$$

$$S = \frac{2 \cdot 1,27}{0,01047041 \cdot 62}$$

$$S = \frac{2,54}{0,64916542}$$

$$S = 3,91 \text{ cm}$$

El refuerzo de confinamiento esta conformado por estribos No. 4 a cada 5 centímetros.

La longitud de confinamiento no debe ser menor del mayor de los siguientes criterios.

La sexta parte del claro libre del elemento, en este caso la luz libre es de 3,60 metros por lo que la longitud de confinamiento no puede ser menor de 60 centímetros.

La mayor dimensión de la sección transversal del elemento, en este caso ambas secciones son de 70 centímetros, por lo que la longitud de confinamiento debe ser por lo menos 70 centímetros.

50 centímetros, según el código ACI 318-99 en su sección 21.10.5.1.

Con lo descrito anteriormente se puede establecer que la longitud de confinamiento para la columna será de 70 centímetros en ambos extremos.

3.10.3.6. Corte

Para calcular es refuerzo por corte se debe calcular primero el cortante resistente mediante la siguiente fórmula.

$$V_R = 0,85 * 0,53 * (f'_c)^{\frac{1}{2}} * b * d$$

Donde:

V_R = esfuerzo de corte resistente

b = base de la columna

d = peralte de la columna

Calculando el cortante resistente

$$V_R = 0,85 * 0,53 * (f'_c)^{\frac{1}{2}} * b * d$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * (280)^{\frac{1}{2}} * 70 * 66$$

$$V_R = 0,4505 * 16,73320053 * 4620$$

$$V_R = 34\ 826,98\ \text{kg}$$

Como $V_R > V_U$, los estribos serán colocados a una separación de $d/2$, es decir 33 centímetros en la longitud adyacente al área de confinamiento en cada extremo del elemento. De lo contrario se tiene que diseñar los estribos por corte.

3.10.3.7. Armado final de la columna

El armado y disposición de las columnas se detalla en los planos constructivos del proyecto. Se muestra la en planta las columnas que van conjuntamente con zapatas y el armado de estas.

3.10.4. Diseño de zapatas

Las zapatas son elementos estructurales destinados a recibir la carga propia de la estructura y las aplicadas exteriormente a ella, a la vez que transmiten la acción dichas cargas al suelo. Para elegir el tipo de cimentación que se va a utilizar debe considerarse principalmente el tipo de la superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplican, las condiciones del suelo y el costo de las mismas.

Los datos necesarios para el diseño de las zapatas, se toman del análisis estructural y de los estudios que se le han aplicado al suelo, para este caso se llevo a cabo una prueba de valor soporte del suelo por medio de un estudio triaxial elaborado en las instalaciones del laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería, dicho estudio revelo que el valor soporte del suelo es de X, y la clasificación del mismo es.

El cálculo de la carga admisible se llevo a cabo por medio de la ecuación de Terzaghi, la cual es la siguiente:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \theta$$

Donde:

τ = Resistencia al corte.

c = Cohesión del suelo.

σ = Presión intergranular o esfuerzo normal

θ = Ángulo de fricción interna del suelo.

Valor soporte de diseño:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \theta$$

$$\tau = 6,78 + 100 \cdot \tan 19,37^\circ$$

$$\tau = 6,78 + 35,16$$

$$\tau = 41,94 \text{ Ton/m}^2$$

Utilizando un factor de seguridad igual a 2,8, se obtiene que el valor soporte de diseño será de:

$$V_s = \frac{\tau}{2,8}$$

$$V_s = \frac{41,94}{2,8}$$

$$V_s = 14,978 \approx 15 \text{ Ton/m}^2$$

Los datos a considerar para el diseño de las zapatas son los siguientes.

$$P_U = 138\,469,51 \text{ kg}$$

$$M_x = M_y = 2\,843,90 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$F_{CU} = 1,541509434$$

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Sección} = 0,70 * 0,70 \text{ m}$$

$$V_s = 15\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$W_s = 1\,125 \text{ kg/m}^3$$

Después de especificar los datos a utilizar en el diseño de zapatas se procede a diseñar la losa de la zapata, esta es la que soportara las cargas aplicadas y reacciones inducidas. Esta losa se diseña de la siguiente manera.

Calculando las cargas de trabajo

$$P' = \frac{P_U}{F_{CU}}$$

$$P' = \frac{138\,469,51}{1,541509434}$$

$$P' = 89\,827,22 \text{ kg}$$

$$M'_x = \frac{M_x}{F_{CU}}$$

$$M'_x = \frac{2\,843,90}{1,541509434}$$

$$M'_x = 1\,844,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M'_y = \frac{M_y}{F_{CU}}$$

$$M'_y = \frac{2\,843,90}{1,541509434}$$

$$M'_y = 1\,844,88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5 \cdot P'}{V_s}$$

$$A_z = \frac{1,5 \cdot 89\,827,22}{15\,000}$$

$$A_z = \frac{134\,740,83}{15\,000}$$

$A_z=8,98 \text{ m}^2$, para esto se proponen zapatas cuadradas de 3,50 m de longitud, haciendo un área de $12,25 \text{ m}^2$, cubriendo así el área predimensionada.

Chequeo de la presión sobre el suelo

La zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella, por medio de la superficie, en contacto con éste, y ejerce una presión, cuyo valor se define por la fórmula.

$$q_{\text{máx}/\text{mín}} = P/A_z \pm M'_x/S_x \pm M'_y/S_y \quad S = 1/6 * b * h^2$$

Además de esto se tiene que tomar en cuenta que $q_{\text{máx}} < V_s$ y $q_{\text{mín}} > 0$. Si la excentricidad es mayor al núcleo ($e \geq L/16$) la ecuación de $q_{\text{mín}}$ da como resultado un valor menor a 0 ($q_{\text{mín}} < 0$), creando tensiones de presión en la zapata, lo cual no es recomendable dado que esta está diseñada para resistir esfuerzos de presión. Para el diseño de la zapata se tiene lo siguiente.

$$S_x = S_y = 1/6 * b * h^2$$

$$S_x = S_y = 1/6 * 3,50 * (3,50)^2$$

$$S_x = S_y = 1/6 * 3,50 * 12,25$$

$$S_x = S_y = 1/6 * 42,875$$

$$S_x = S_y = 7,145833333$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{zapata}} = 89\,872,22 + (0,70 * 0,70 * 5,95 * 2\,400) + (3,50 * 3,50 * 1 * 1,125) + (3,50 * 3,50 * 1,25 * 2\,400)$$

$$P = 89\,872,22 + 6\,997,2 + 13\,781,25 + 63\,750$$

$$P = 147\,400,67 \text{ kg}$$

$$q_{\text{máx/mín}} = P/A_z \pm M'_x/S_x \pm M'_y/S_y$$

$$q_{\text{máx/mín}} = 147\,400,67/12,25 \pm 2\,843,90/7,145833333 \pm 2\,843,90/7,145833333$$

Calculando la presión máxima, $q_{\text{máx}}$

$$q_{\text{máx}} = 147400,67/12,50 + 2\,843,90/7,145833333 + 2\,843,90/7,145833333$$

$$q_{\text{máx}} = 12032,71 + 397,98 + 397,98$$

$$q_{\text{máx}} = 12\,828,67 \text{ kg/m}^2$$

Calculando la presión mínima, $q_{\text{mín}}$

$$q_{\text{mín}} = 147\,400,67/12,25 - 2\,843,90/7,145833333 - 2\,843,90/7,145833333$$

$$q_{\text{mín}} = 12\,032,71 - 397,98 - 397,98$$

$$q_{\text{mín}} = 11\,236,95 \text{ kg/m}^2$$

Según lo expuesto anteriormente, tanto $q_{\text{máx}}$ como $q_{\text{mín}}$, cumple con los límites establecidos, por lo tanto solo se experimentarán compresiones en el suelo.

Como se observa en los datos anteriores, la presión está distribuida de forma variable, pero a efectos de diseño estructural, se procederá a calcular la presión última de diseño en base a la siguiente fórmula.

$$q_{\text{Udiseño}} = q_{\text{máx}} * F_{\text{CU}}$$

Calculando la presión última de diseño, $q_{\text{Udiseño}}$

$$q_{\text{Udiseño}} = q_{\text{máx}} * F_{\text{CU}}$$

$$q_{U\text{diseño}} = 12\,828,67 * 1,541509434$$

$$q_{U\text{diseño}} = 19\,775,52 \text{ kg/m}^2$$

Dimensionada el área, se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor que 0,075 metros, y que el peralte efectivo sea mayor que 0,15 metros; dicho espesor debe ser tal que resista tanto los esfuerzos de corte simple o corte flexionante como el punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

Considerando lo anterior, y tomando en cuenta las dimensiones de la superestructura, se acepta un espesor de zapata de 1,35 metros, y se procede a hacer los siguientes chequeos.

El chequeo por corte simple, este se hace cuando la falla de las zapatas por esfuerzo cortante a una distancia igual a "d" (peralte efectivo) del borde de la columna. Por esa razón, se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante; esto se hace chequeando de la forma siguiente.

Calculando el peralte efectivo, d

Para el cálculo del peralte efectivo se considera una varilla No. 8 con un diámetro de 2,54 centímetros, y un recubrimiento de 10 centímetros.

$$d = t - (\text{recubrimiento} + \phi/2)$$

$$d = 135 - \left(10 + \frac{2,54}{2} \right)$$

$$d = 135 - 11,27$$

$$d = 123,73 \text{ cm}$$

Calculando el esfuerzo de corte actuante, V_{act}

$$V_{act} = A * q_{U\text{diseño}}$$

$$V_{act} = 3,50 * 1,35 * 19\,775,52$$

$$V_{act}=93\,439,33 \text{ kg}$$

Calculando el esfuerzo de corte resistente, V_R

$$V_R=0,85*0,53*\sqrt{f_c}*b*d$$

$$V_R=0,85*0,53*\sqrt{280}*350*123,73$$

$$V_R=0,85*0,53*16,73320053*350*123,73$$

$$V_R=326\,450,01 \text{ kg}$$

Como se puede observar, el esfuerzo de corte resistente es mayor al esfuerzo de corte actuante por lo que el chequeo es positivo.

En el chequeo por punzonamiento se evalúa el efecto que la columna hace sobre la zapata, este punzonamiento produce esfuerzos de corte en el perímetro de la columna, el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. El chequeo que se realiza se detalla a continuación.

Calculando el esfuerzo de corte actuante, V_{act}

$$V_{act}=A*q_{Udiseño}$$

$$V_{act}=(3,50*3,50)-((0,70+1,2373)*(0,70+1,2373))*19\,775,52$$

$$V_{act}=(12,25-(1,9373*1,9373))*19\,775,52$$

$$V_{act}=(12,25-3,7531)*19\,775,52$$

$$V_{act}=8,4969*19\,775,52$$

$$V_{act}=168\,030,62 \text{ kg}$$

Calculando el esfuerzo de corte resistente, V_R

$$V_R=0,85*1,06*\sqrt{f_c}*b*d$$

$$V_R=0,85*1,06*\sqrt{280}*350*123,73$$

$$V_R=0,85*1,06*16,73320053*350*123,73$$

$$V_R=652\,900,29 \text{ kg}$$

Para este chequeo el esfuerzo de corte resistente es mayor que el esfuerzo de corte actuante, por lo tanto es aceptado.

Ahora se procede a diseñar el refuerzo por flexión de la zapata, esto se hace por que el empuje hacia arriba del suelo produce un momento flector en la zapata; por esa razón es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la siguiente manera.

Diseño para el sentido X

Para el momento ultimo, se supone la zapata como una viga en voladizo y se calcula con la siguiente formula.

$$M_U = \frac{q_{U\text{diseño}} * L^2}{2}$$

Donde:

M_U = momento último

$q_{U\text{diseño}}$ = presión última de diseño

L = distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata, como la zapata tiene dimensiones de 3,50 metros, restándole los 0,70 metros de la columna y dividiendo dentro de 2 queda 1,40 metros

Calculando el momento ultimo

$$M_U = \frac{q_{U\text{diseño}} * L^2}{2}$$

$$M_U = \frac{19\,775,52 * (1,40)^2}{2}$$

$$M_U = \frac{19\,775,52 \cdot 1,96}{2}$$

$$M_U = \frac{38\,760,02}{2}$$

$$M_U = 19.380,01 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Calculando el área de acero

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

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{2\,810} * \left[(350 * 123,73) - \sqrt{(350 * 123,73)^2 - \frac{19\,380,01 * 350}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = \frac{238}{2\,810} * \left[43.305,50 - \sqrt{(43\,305,50)^2 - \frac{6\,783\,003,50}{1,071}} \right]$$

$$A_s = 0,0846967508 * \left[43\,305,50 - \sqrt{1\,875\,366\,330 - 6\,333\,336,60} \right]$$

$$A_s = 0,0846967508 * \left[43\,305,50 - \sqrt{1\,869\,034\,726} \right]$$

$$A_s = 0,0846967508 * [43\,305,50 - 43\,232,33426]q$$

$$A_s = 0,0846967508 * (73,1657365)$$

$$A_s = 6,20 \text{ cm}^2$$

Calculando área de acero mínima

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

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} * 100 * 123,73$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,005017793594 * 100 * 123,73$$

$$A_{\text{smín}}=62,09 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento de las varillas

$$S = \frac{A_v}{A_s}$$

$$S = \frac{5,067}{62,09}$$

$S = 0,08$, se colocaran varillas No. 8 a cada 10 centímetros.

Diseño para el sentido Y

Calculando el momento ultimo

$$M_U = \frac{q_{\text{Udiseño}} * L^2}{2}$$

$$M_U = \frac{19\,775,52 * (1,40)^2}{2}$$

$$M_U = \frac{19\,775,52 * 1,96}{2}$$

$$M_U = \frac{38\,760,02}{2}$$

$$M_U = 19\,380,01 \text{ kg*m}$$

Para el sentido y la el peralte efectivo cambia, y es calculado con la siguiente fórmula.

$$d_y = d_x - \left(\phi_x / 2 + \phi_y / 2 \right)$$

$$d_y = 123,73 - \left(2,54 / 2 + 2,54 / 2 \right)$$

$$d_y = 123,73 - (1,27 + 1,27)$$

$$d_y = 123,73 - (2,54)$$

$$d_y = 121,19 \text{ cm}$$

Calculando el área de acero

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

$$A_s = \frac{0,85 * 280}{2.810} * \left[(350 * 121,19) - \sqrt{(350 * 121,19)^2 - \frac{19.380,01 * 350}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_s = \frac{238}{2.810} * \left[42.416,50 - \sqrt{(42.416,50)^2 - \frac{6.783.003,50}{1,071}} \right]$$

$$A_s = 0,0846967508 * \left[42.416,50 - \sqrt{1.799.159.472 - 6.333.336,60} \right]$$

$$A_s = 0,0846967508 * \left[42.416,50 - \sqrt{1.792.826.136} \right]$$

$$A_s = 0,0846967508 * [4.416,50 - 42.341,77766]$$

$$A_s = 0,0846967508 * (74,7223372)$$

$$A_s = 6,33 \text{ cm}^2$$

Calculando área de acero mínima

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

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2.810} * 100 * 121,19$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,005017793594 * 100 * 123,73$$

$$A_{s\text{mín}} = 60,82 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento de las varillas

$$S = \frac{A_v}{A_s}$$

$$S = \frac{5,067}{60,82}$$

$S=0,08$, se colocaran varillas No. 8 a cada 10 centímetros.

El armado final de la zapata esta detallado en los planos constructivos del proyecto.

3.10.5. Diseño de gradas y muros

Para el diseño de las gradas se supondrá una losa de 5,40 metros de largo por 2,70 metros de ancho. Los escalones serán colocados cada 30 centímetros, por lo que será un total de 18 escalones, con una dimensión de contrahuella de 20 centímetros.

El diseño de la losa para el módulo de gradas y el cimiento del mismo se detallan a continuación.

Diseño del cimiento para el módulo de gradas

Carga muerta

$$C_M = \left(0,13 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 40 \text{ kg/m}^2$$

$$C_M = 352 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

$$C_V = 250 \text{ kg/m}^2$$

Carga ultima

$$C_U = 1,4C_M + 1,7C_V$$

$$C_U = 1,4(352) + 1,7(250)$$

$$C_U = 492,8 + 425$$

$$C_U = 917,8 \text{ kg/m}^2$$

Calculando el factor de carga ultima

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_M + C_V}$$

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_M + C_V}$$

$$F_{CU} = \frac{917,8}{352 + 250}$$

$$F_{CU} = \frac{917,8}{602}$$

$$F_{CU} = 1,524584718$$

Calculando la fuerza carga ultima

$$P_{CU} = L * C_U$$

$$P_{CU} = 5,40 * 917,8q$$

$$P_{CU} = 4\ 956,12 \text{ kgq}$$

Calculando el área del cimiento

Se usa la longitud unitaria, es decir 1 metro, y se propone un ancho de 0,60 metro.

$$A = 1 * 0,60 = 0.60 \text{ m}^2$$

Chequeo de la presión del suelo

$$P' = P_{CU} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P' = 4\,956,12 \text{ kg} + (0,8 * 0,6 * 1 * 1\,125) + (0,2 * 0,6 * 1 * 2\,400)$$

$$P' = 13\,381,54 \text{ kg} + 540 \text{ kg} + 288 \text{ kg}$$

$$P' = 5\,784,12 \text{ Kg}$$

Calculando la presión máxima

$$q_{\text{máx}} = \frac{P'}{A}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{5\,784,12}{0,60}$$

$q_{\text{máx}} = 9\,640,20 \text{ kg/m}^2$, esta cumple por ser menor al valor soporte del suelo (V_s).

Chequeo por corte simple

$$V_A = A_{\text{cimiento}} * q_{\text{máx}} * F_{CU}$$

$$V_A = (0,20 * 1) * 9\,640,20 * 1,524584718$$

$$V_A = 0,20 * 9\,640,20 * 1,524584718$$

$$V_A = 2\,939,46 \text{ kg}$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 11$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * 16,73320053 * 100 * 11$$

$$V_R = 8\,292,14 \text{ kg}$$

Como se puede observar el esfuerzo de corte resistente es mayor que el esfuerzo de corte actuante, por lo cual es positivo el chequeo.

Cálculo de acero transversal

$$A_s = 0,002 * 100 * 20$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento

$$S = \frac{A_v}{A_s}$$

$$S = \frac{0,71}{4}$$

$$S = 0,1775 = 18 \text{ cm}$$

Para el refuerzo transversal se colocaran estribos No. 3 a cada 18 centímetros, a lo ancho de todo el cimiento corrido.

Cálculo del acero longitudinal

$$A_s = 0,002 * 50 * 20$$

$A_s = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Esto equivale a 3 varillas No. 3, con un área de $2,13 \text{ cm}^2$, que se colocaran a lo largo del cimiento corrido.

Diseño de la losa para la rampa del módulo de gradas

Puesto que la losa no esta apoyada sobre muros laterales se deberá hacer un armado en 2 sentidos. Primero se procede a calcular el espesor de la losa con la siguiente formula.

$t = L/20 = 5,40/20 = 0,27 \text{ m}$, se supone un espesor de 25 centímetros para la rampa del módulo de gradas.

Cálculo de la carga última

$$C_U = 1,4((0,25 * 2400) + 200) + 1,7(500)$$

$$C_U = 1,4((600)+200)+1,7(500)$$

$$C_U = 1,4*800+1,7*500$$

$$C_U = 1\ 120+850$$

$$C_U = 1\ 970\ \text{kg/m}$$

Calculando los momentos últimos en ambos sentidos

El momento último se calcula en base a las siguientes fórmulas.

$$M_{(-)} = \frac{C_U * L^2}{14}$$

$$M_{(+)} = \frac{C_U * L^2}{9}$$

Lado largo, L = 5,40 metros

$$M_{(-)} = \frac{1\ 970*(5,40)^2}{14} = \frac{1\ 970*29,16}{14} = \frac{57\ 445,20}{14} = 4\ 103,23\ \text{kg*m}$$

$$M_{(+)} = \frac{1\ 970*(5,40)^2}{9} = \frac{1\ 970*29,16}{9} = \frac{57\ 445,20}{9} = 6\ 382,80\ \text{kg*m}$$

Lado corto, L = 2,70 metros

$$M_{(-)} = \frac{1\ 970*(2,70)^2}{14} = \frac{1\ 970*7,29}{14} = \frac{14\ 361,30}{14} = 1\ 025,81\ \text{kg*m}$$

$$M_{(+)} = \frac{1\ 970*(2,70)^2}{9} = \frac{1\ 970*7,29}{9} = \frac{14\ 361,30}{9} = 1\ 595,70\ \text{kg*m}$$

Calculando el área de acero

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

Lado largo

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

$$A_{s(-)} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[(25 * 22) - \sqrt{(25 * 22)^2 - \frac{4.103,23 * 25}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s(-)} = \frac{238}{2810} * \left[550 - \sqrt{(550)^2 - \frac{102580,75}{1,071}} \right]$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{302500 - 95780,35} \right]$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{206719,65} \right]$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * [550 - 454,66]$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * (95,34)$$

$A_{s(-)} = 8,07 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Este cumple con 3 No. 6 ($A_s = 8,561 \text{ cm}^2$)

$$A_{s(+)} = \frac{0,85f'_c}{f_y} * \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0,003825 * f'_c}} \right]$$

$$A_{s(+)} = \frac{0,85 * 280}{2810} * \left[(25 * 22) - \sqrt{(25 * 22)^2 - \frac{6382,80 * 25}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s(+)} = \frac{238}{2810} * \left[550 - \sqrt{(550)^2 - \frac{159570}{1,071}} \right]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{302\ 500 - 148\ 991,60} \right]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{153\ 508,40} \right]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * [550 - 391,80]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * (158,20)$$

$$A_{s(+)} = 13,40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Este cumple con 3 No. 8 } (A_s = 15,201 \text{ cm}^2)$$

Lado corto

$$A_{s(-)} = \frac{0,85f_c}{f_y} * \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0,003825 * f_c}} \right]$$

$$A_{s(-)} = \frac{0,85 * 280}{2\ 810} * \left[(25 * 22) - \sqrt{(25 * 22)^2 - \frac{1025,81 * 25}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s(-)} = \frac{238}{2\ 810} * \left[550 - \sqrt{(550)^2 - \frac{25\ 645,25}{1,071}} \right]$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{302\ 500 - 23\ 945,14} \right]$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{278\ 554,86} \right]$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * [550 - 527,78]q$$

$$A_{s(-)} = 0,0846967508 * (22,22)$$

$$A_{s(-)} = 1,89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Este cumple con 1 No. 5 } (A_s = 1,979 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s(+)} = \frac{0,85f_c}{f_y} * \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0,003825 * f_c}} \right]$$

$$A_{s(+)} = \frac{0,85 \cdot 280}{2 \cdot 810} * \left[(25 \cdot 22) - \sqrt{(25 \cdot 22)^2 - \frac{1 \cdot 595,70 \cdot 25}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_{s(+)} = \frac{238}{2 \cdot 810} * \left[550 - \sqrt{(550)^2 - \frac{39 \cdot 892,50}{1,071}} \right]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{302 \cdot 500 - 37 \cdot 247,90} \right]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * \left[550 - \sqrt{262 \cdot 252,10} \right]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * [550 - 515,03]$$

$$A_{s(+)} = 0,0846967508 * (34,97)$$

$$A_{s(+)} = 2,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Este cumple con 2 No. 5 } (A_s = 3,959 \text{ cm}^2)$$

La armadura final del módulo de gradas esta detallada en los planos constructivos del proyecto.

Para el diseño de los muros serán muros tabique, de ladrillo de 10*5*20 centímetros. En muros que lleven ventanera se tiene contemplado la fundición de una solera, que consistirá de 2 varillas No. 3, con estribos No. 3 a cada 15 centímetros. El detalle de los muros es presentado de en los planos constructivos del proyecto.

3.11. Diseño de las instalaciones

Adicional a los elementos estructurales, una edificación consta de diversos tipos de instalaciones; eléctricas, agua potable, drenaje sanitario y drenaje pluvial. Estas se detallaran a continuación.

3.11.1. Diseño de instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas son esenciales en las edificaciones, para el apoyo visual en las oficinas, se dividen en iluminación y fuerza, a continuación se detallaran la distribución de los circuitos a utilizar.

3.11.1.1. Iluminación

La ejecución de las distintas actividades administrativas requiere de un determinado nivel de iluminación en todas las áreas del espacio, el cual se analiza en función de la intensidad, brillo y distribución de la luz.

Tabla XL. **Requerimientos de iluminación en edificios**

Tipo de Local	Luxes
Auditorios	100
Aulas	400
Salas de estudio	400
Pasillos de escaleras	50
Salas de dibujo	500 – 750
Gimnasios	250 – 500
Laboratorios	300
Trabajos manuales	400
Salas de lectura	200
Exhibiciones especiales	300

Continuación de la tabla XL.

Bibliotecas	300 – 500
Oficinas	300
Salas de costura	600

Fuente: criterio normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales, versión corregida del 2008.

Estos factores sirven de guía para el diseño de ventanas y de la cantidad de lámparas. Se distribuyeron 3 circuitos de iluminación en el primer y 5 para segundo nivel, las lámparas serán de neón de 40 watts cada candela, cada circuito esta integrado por 12 lámparas

La potencia unitaria de cada lámpara es de 40 watts.

El amperaje esta dado por:

$$\text{Amperaje} = \frac{\text{Watts}}{\text{Voltaje}}$$

Se distribuyen en dos líneas las cuales estarán identificadas con L1 y L2, esto se hace para que la distribución en el tablero de alimentación este balanceado.

Cabe mencionar que la diferencia de amperios entre las líneas 1 y 2, no deber sobrepasar a las 12 unidades, esto se lograr observar cuando ya se tenga la distribución de los circuitos de fuerza.

La potencia se divide dentro de 120 voltios ya que es el tipo de instalación monofásica que se tiene del servicio eléctrico.

El cable que se usara en los circuitos de iluminación será de calibre No. 12, y se instalaran breakers de 1x15 amperios.

La tabla de la distribución de los circuitos de iluminación se detalla en los anexos.

3.11.1.2. Fuerza

Cada tomacorriente se asumió con un consumo de 180 watts ya que no se tiene la certeza de lo que será conectado exactamente en el tomacorriente. Al igual que en los circuitos de iluminación se tiene como margen de seguridad un máximo de 10 tomacorrientes por circuito de 20 amperios.

La tabla de la distribución de los circuitos de fuerza se detalla en los anexos.

3.11.2. Diseño de instalaciones hidráulicas

Las instalaciones hidráulicas detallan la disposición de las aguas dentro de la edificación, contemplan como estarán distribuidas las tuberías de agua potable, también las de drenaje sanitario y pluvial y hacia donde irán a descargar éstas.

3.11.2.1. Diseño del sistema de agua potable

Se tiene previsto que en promedio el edificio será usado por 2 724 personas, a razón de una dotación de 150 litros por persona al día. El material a utilizar es tubería de PVC clase 150 de diámetro de 1 pulgada.

A continuación se detallan todos los artefactos que se tendrán en las instalaciones así como la dotación para dichos artefactos.

Tabla XLI. **Artefactos a instalar en el edificio**

Artefacto	Cantidad	Agua fría (L/min)	Agua caliente (L/min)	Total (L/min)
Inodoro	11	10	0	110
Lavamanos	12	8	0	96
Urinarios	3	6	0	18
chorros	2	15	0	30
	28			254

Fuente: elaboración propia.

Se hace la aclaración que no se tiene pensado hacer instalaciones de agua caliente a los artefactos, por lo tanto se considero solo el caudal para agua fría.

A continuación se procede a hacer el cálculo del caudal máximo probable en base a la siguiente fórmula.

$$Q_{\text{máximo prob}} = 1,7391 * Q^{0,6891}$$

Donde:

Q = caudal resultante de todos los artefactos.

Calculando el caudal máximo probable

$$Q_{\text{máximo prob}} = 1,7391 * Q^{0,6891}$$

$$Q_{\text{máximo prob}} = 1,7391 * (254)^{0,6891}$$

$$Q_{\text{máximo prob}} = 1,7391 * 45,41202979$$

$$Q_{\text{máximo prob}} = 78,98 \text{ L/ min} = 1,32 \text{ L/s}$$

Teniendo el caudal máximo probable, se procede a calcular el caudal de día máximo por medio de la formula que se detalla a continuación.

$$Q_{\text{día máx}} = \frac{\text{dotación} * \text{población}}{86\ 400}$$

Donde:

Q día máx. = caudal de día máximo, expresado en L/s

Dotación = cantidad de agua asignada para cada persona, 150 L/persona/día

Población = cantidad de usuarios que espera el edificio, para este caso 2 724 personas

Calculando el caudal de día máximo

$$Q_{\text{día máx.}} = \frac{\text{dotación} * \text{población}}{86.400}$$

$$Q_{\text{día máx.}} = \frac{150 * 2\ 724}{86.400}$$

$$Q_{\text{día máx.}} = \frac{408\ 600}{86.400}$$

$$Q_{\text{día máx.}} = 4,73 \text{ L/s}$$

Posteriormente se procede a calcular el caudal medio diario, suponiendo que se consumirá un 70 por ciento del caudal de día máximo.

$$Q_{\text{medio diario}} = 0,70 * Q_{\text{día máx.}}$$

$$Q_{\text{medio diario}} = 0,70 * 4,73$$

$$Q_{\text{medio diario}} = 3,31 \text{ L/s}$$

Ahora se procede a calcular las pérdidas de carga para las tuberías propuestas. Este cálculo se hace mediante la fórmula de FAIR-WHIPPLE-HSIAO, para el diseño de tuberías en edificios.

$$h_f = 676,465 * \frac{Q^{1,745}}{D^{4,750}}$$

Donde:

h_f = pérdida de carga en la tubería.

Q = el caudal máximo probable.

D = diámetro de la tubería en análisis.

Para tubería de 1"

$$h_f = 676,465 * \frac{Q^{1,745}}{D^{4,750}}$$

$$h_f = 676,465 * \frac{(254)^{1,745}}{(25,4)^{4,750}}$$

$$h_f = 676,465 * \frac{15\,719,35911}{4\,709,341,167}$$

$$h_f = 676,465 * 0,003337910453$$

$$h_f = 2,26 \text{ mca}$$

Teniendo todos los datos anteriores se concluye con el calculo de la presión inicial con la que entrara el agua al sistema, esta presión se calcula mediante la siguiente formula.

$$P_{\text{inicial}} = (Q_{\text{medio diario}} * A_{\text{tuberia}}) / \left(24 \frac{\text{horas}}{\text{dia}} * 60 \frac{\text{minutos}}{\text{hora}} \right)$$

$$P_{\text{inicial}} = \left[3,31 * \left(\pi * (25,4)^2 / 4 \right) \right] / \left(24 \frac{\text{horas}}{\text{dia}} * 60 \frac{\text{minutos}}{\text{hora}} * 60 \frac{\text{segundos}}{\text{minuto}} \right)$$

$$P_{\text{inicial}} = 1\ 677,201756 / 86\ 400$$

$$P_{\text{inicial}} = 0,02 \text{ mca}$$

Para efectos de la velocidad en la tubería, dado que es un edificio de dos niveles el sistema trabajara a presión para subir hasta el segundo nivel, por lo que se tomara la velocidad máxima permitida para el tubo de PVC, 2 metros sobre segundo.

3.11.2.2. Diseño del drenaje sanitario

En instalaciones de edificios la demanda del alcantarillado de aguas servidas se determina mediante el tipo y número de artefactos instalados, por medio de la determinación de Unidades de Equivalencia Hidráulica (UEH).

Tabla XLII. **Tabla de unidades de equivalencia hidráulica para artefactos**

UEH			
Artefacto	Cantidad	Valor unitario	Total
Inodoro	11	5	55
Lavamanos	12	2	24
Urinario	3	2	6
chorro	2	4	8
	28		93

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. **Capacidad hidráulica de los colectores interiores**

UEH	
Diámetro (mm)	Pendiente (2 %)
50	21
100	216
150	790
200	1920

Fuente: elaboración propia.

Conociendo los valores equivalentes a unidades hidráulicas de los artefactos a instalar, se procede a calcular el caudal de aguas negras, este es un porcentaje del caudal medio diario, como se estableció en el diseño del sistema de agua potable se tiene pensado que se gastara un 70 por ciento del caudal medio diario. Para el cálculo del caudal de aguas negras se estimara un 10 por ciento del agua que entra del sistema de agua potable, es decir un 80 por ciento.

$$Q_{AN}=0,80*Q_{\text{medio diario}}$$

$$Q_{AN}=0,80*3,31$$

$$Q_{AN}=2,65 \text{ L/s}$$

Ahora se procede a calcular el caudal mínimo que circulara en el drenaje sanitario, este se estima en un 50 por ciento del caudal de aguas negras.

$$Q_{\text{min}}=0,50*Q_{AN}$$

$$Q_{\text{min}}=0,50*2,65$$

$$Q_{\text{min}}=1,325 \text{ L/s}$$

Posteriormente se calcula el caudal máximo instantáneo, este es el valor de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado, y es calculado con la siguiente fórmula.

$$Q_{\text{maxinst}} = M \cdot Q_{\text{AN}}$$

Donde:

$$M = \text{coeficiente de Harmon, } M = 1 + \frac{14}{4 + (P, \text{ en miles})^{1/2}}$$

Calculando el caudal máximo instantáneo

$$M = 1 + \frac{14}{4 + (P, \text{ en miles})^{1/2}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + (2,724)^{1/2}}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + 1,6504544483}$$

$$M = 1 + \frac{14}{5,6504544483}$$

$$M = 1 + 2,477676803$$

$$M = 3,477676803$$

$$Q_{\text{maxinst}} = M \cdot Q_{\text{AN}}$$

$$Q_{\text{maxinst}} = 3,477676803 \cdot 2,65$$

$$Q_{\text{maxinst}} = 6,57 \text{ L/s}$$

Tomando en cuenta que las bajadas del sistema de alcantarillado pluvial, están conectadas al mismo sistema de que descarga al colector principal, contemplando algún evento de lluvias extraordinarias se procede aumentar el caudal máximo instantáneo en un 50 por ciento.

$$Q_{\text{maxext}} = 1,50 * Q_{\text{maxinst}}$$

$$Q_{\text{maxext}} = 1,50 * 6,57$$

$$Q_{\text{maxext}} = 9,86 \text{ L/s}$$

Por último se procede a verificar la tubería propuesta mediante el calculo de las velocidades, este se hace con la formula siguiente.

$$v = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

$$R = \text{radio hidráulico, } R = \frac{A_{\text{tubería}}}{P_m} = \frac{[\pi * (d/2)^2]}{(d/2)} = \pi * d/2$$

S = pendiente, 2%

n = coeficiente de fricción de Manning = 0,009 para PVC.

Para diámetro de 2"

$$v = \frac{(\pi * d/2)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00508/2)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00254)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,00797964534)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,039932122 * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,05647254888}{0,009}$$

v=0,63 m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

Para diámetro de 4"

$$v = \frac{(\pi * d/2)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,01016/2)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00508)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,01595929)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,063388292 * 0,41421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,00896445835}{0,009}$$

v=1 m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

Para diámetro de 6"

$$v = \frac{(\pi * d / 2)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,01524 / 2)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00762)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,023938936)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,083062161 * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,011746763}{0,009}$$

$v=1,31$ m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

Para diámetro de 8"

$$v = \frac{(\pi * d/2)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{\left(\pi * 0,02032/2\right)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,01016)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,031918581)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,100622643 * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,01423019}{0,009}$$

$v=1,58$ m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0.60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

3.11.2.3. Diseño del drenaje pluvial

El cálculo del drenaje pluvial se centra en la captación del agua de lluvia en la losa superior del edificio, este diseño se hace con base a la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{0,360}$$

Donde:

Q = caudal pluvial, en L/s

C = coeficiente de escorrentía, el coeficiente de Escorrentía dado para techos de losa fundida de concreto armado esta entre 0,70 y 0,95, por lo que se tomará un valor medio, el cual será de 0,83

i = intensidad de lluvia, para la región de la Ciudad de Guatemala la intensidad de lluvia se calcula con la fórmula, $i = \frac{4,604}{t+24}$ siendo t el tiempo de concentración en la tubería, el cual es de 6 minutos

Calculo del caudal pluvial

$$i = \frac{4.604}{t+24}$$

$$i = \frac{4.604}{6+24}$$

$$i = \frac{4.604}{30}$$

i= 153,4666667 mm/hora

A=largo de edificio*ancho de edificio

A=27 m*27 m

A=729 m²=0,0729 Ha

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{0,360}$$

$$Q = \frac{0,83 \cdot 153,4666667 \cdot 0,0729}{0,360}$$

$$Q = \frac{9,285807602}{0,360}$$

$$Q = 25,79 \text{ L/s}$$

Habiendo calculado el caudal ahora se procede a calcular las velocidades para los diámetros de tubería propuestos, mediante la siguiente fórmula.

$$v = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Donde:

$$R = \text{radio hidráulico, } R = \frac{A_{\text{tubería}}}{P_m} = \frac{[\pi \cdot (d/2)^2]}{\pi \cdot d} = \frac{d}{4}$$

S = pendiente, 2%

n = coeficiente de fricción de Manning = 0,009 para PVC.

Para diámetro de 3"

$$v = \frac{(\pi \cdot d/2)^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{\left(\pi * 0,00762 / 2\right)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00381)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,011969468)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,052325882 * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,007399997324}{0,009}$$

v=0,82 m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

Para diámetro de 4"

$$v = \frac{\left(\pi * d / 2\right)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{\left(\pi * 0,01016 / 2\right)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00508)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,01595929)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,063388292 * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,00896445835}{0,009}$$

v=1 m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0.60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros pro segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

Para diámetro de 6"

$$v = \frac{(\pi * d/2)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$v = \frac{\left(\pi * 0,01524/2\right)^{2/3} * (0,02)^{1/2}}{0,009}$$

$$v = \frac{(\pi * 0,00762)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{(0,023938936)^{2/3} * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,083062161 * 0,141421356}{0,009}$$

$$v = \frac{0,011746763}{0,009}$$

$v=1,31$ m/s, como se puede observar la velocidad es mayor a 0,60 metros por segundo, que es la velocidad mínima en tuberías de PVC, pero menor a la velocidad máxima de 3 metros por segundo, por lo cual es aceptable dicho valor.

3.11.3. Descarga de aguas servidas

Según el plano de la red general de drenajes de la Universidad de San Carlos de Guatemala, la descarga de las aguas servidas se hará hacia el pozo de visita designado como PVP-553.

3.12. Desarrollo de la propuesta

Este apartado presenta la integración de los detalles del proyecto. Cuenta con los planos constructivos y el presupuesto que se pretende invertir y administrar para llevar a cabo la edificación.

3.12.1. Planos constructivos

Los planos constructivos del proyecto son presentados como parte de los anexos de este trabajo. Presentan el detalle de todos los elementos estructurales, de las instalaciones de agua y eléctricas, y de los acabados del edificio.

3.12.2. Presupuesto

Todos los proyectos de construcción dentro de la Universidad de San Carlos de Guatemala, son sometidos a licitación mediante el portal de Guatecompras, por lo que solo se presentara una integración de costos generales para el proyecto en base al presupuesto asignado para el mismo.

Tabla XLIV. Presupuesto

Diseño del Auditorium para la Facultad de Ciencias Quimicas Y Farmacia				
Renglón	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
Trabajos Preliminares	m ²	729	Q45,00	Q32 805,00
Cimentación				Q104 476,84
excavación	m ³	564,28	Q41,73	Q23 547,40
zapatas	u	24,00	Q1 989,48	Q47 747,52
solera de amarre	ml	216,00	Q153,62	Q33 181,92
Columnas				Q109 056,00
columna unica	u	32	Q3 408,00	Q109 056,00
Vigas				Q47 597,76
viga unica	u	48	Q991,62	Q47 597,76
Losas				Q739 734,12
entrepiso	m ²	648	Q542,84	Q351 760,32
techo	m ²	729	Q532,20	Q387 973,80
Muros				Q56 040,00
levantado de muros	m ²	600	Q93,40	Q56 040,00
Gradas				Q4 465,31
cimiento corrido	ml	2,7	Q153,62	Q414,77
losa de rampa	m ²	14,58	Q180,95	Q2 638,25
escalones	u	18	Q78,46	Q1 412,28

Continuación de la tabla XLIV.

Instalaciones de Agua					Q71 004,05
drenaje sanitario	ml	150,49	Q135,64	Q20 412,46	
drenaje pluvial	ml	122,09	Q250,42	Q30 573,78	
agua potable	ml	106,83	Q187,38	Q20 017,81	
Instalaciones eléctricas					Q16 105,00
iluminacion	u	51	Q230,00	Q11 730,00	
fuerza	u	35	Q125,00	Q4 375,00	
Puertas y ventanas					Q201 036,00
puerta 1 (0.90*2.10)	u	10	Q450,00	Q4 500,00	
puerta 2 (1.20*2.10)	u	16	Q550,00	Q8 800,00	
puerta 3 (1.50*2.10)	u	6	Q700,00	Q4 200,00	
ventanas	m ²	458,84	Q400,00	Q183 536,00	
Acabados					Q376 130,10
piso	m ²	1 161	Q224,67	Q260 841,87	
repello y cernido	m ²	1 078,56	Q47,73	Q51 479,67	
cernido de cielo	m ²	1 161	Q54,96	Q63 808,56	
Costo Total					Q1 758 450,18

Fuente: elaboración propia

3.13. Planos del proyecto

Los planos del proyecto forman parte de los anexos de este trabajo. Se presentó un juego de planos que consta de 20 planos, entre los cuales están plantas arquitectónicas, planos estructurales, planos de instalaciones y planos de detalles.

3.14. Evaluación de impacto ambiental inicial

Se llama Evaluación de Impacto Ambiental Inicial (EAI), al instrumento de análisis ambiental, al cual son sometidos cada uno de los proyectos dispuestos a ser evaluados con una infraestructura menor de 1 500 metros cuadrados de construcción, a la vez que cumplan con las características establecidas en el listado taxativo implementado por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), se analizara el impacto al entorno que genera cada una de las fases que comprende el proyecto desde su concepción hasta su operación determinando el grado de impacto dando una clasificación al mismo de bajo, moderado y alto.

El espacio designado para la construcción del Auditorium para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia, es un área previamente urbanizada, tomando en cuenta que se encuentra rodeada de edificios, colindando con el parqueo del edificio S-12, el Jardín de Niños Carlos V, y el nuevo edificio del Centro de Aprendizaje de Lenguas de la Universidad de San Carlos (CALUSAC).

Por lo descrito anteriormente, se puede referir que al presente proyecto representa un grado de impacto relativamente bajo hacia el medio ambiente dadas las dimensiones del mismo y por estar en un área de edificios y construcciones previamente realizadas.

CONCLUSIONES

1. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado contribuye a la formación del estudiante como futuro ingeniero, ya que se adquiere criterio y experiencia, al llevar a la práctica los conocimientos teóricos adquiridos durante la carrera.
2. Para el diseño de un edificio es importante llevarlo con base a las normas establecidas por el país, para que el mismo pueda proporcionar a los usuarios el máximo beneficio en cuanto a la distribución de ambientes, espacios adecuados, ventilación e iluminación se refiere; no olvidando que debe cumplirse con criterios de funcionalidad, seguridad, economía y comodidad.
3. En la comparación del análisis estructural entre el método de Kani y el programa SAP2000, se presentó una variación de 8 por ciento para el análisis por carga muerta, 10 por ciento para el análisis por carga viva y un 15 por ciento para el análisis por carga de sismo, por lo que se puede establecer que el análisis presentó un alto grado de congruencia entre ambos métodos de análisis.
4. El diseño de un edificio por el Método de Marcos Dúctiles y Nodos Rígidos presenta la facilidad de suponer estructuras simétricas, lo cual facilita el diseño de los elementos estructurales.
5. El Método Simplificado de la PCA, utilizado para el diseño del pavimento rígido del tramo carretero, es un método de fácil aplicación, ya que gran

parte del procedimiento del mismo se basa en tablas, por lo que tiene gran aplicación cuando no se tienen ensayos de control de tráfico.

RECOMENDACIONES

1. Realizar el estudio de suelos para el diseño de un pavimento tanto para el terreno natural, a modo de poder clasificarlo y de esta manera decidir si es apto o no, para el proyecto, y para una muestra del material que conformara la base. Subbase o subrasante.
2. Para una buena construcción de cualquier proyecto, se debe contar con una estricta y profesional supervisión que verifique que se cumplan las especificaciones y la obra se ejecute conforme a los planos.
3. El concreto que se utilice en la construcción del proyecto deberá de llenar los requisitos estipulados en el diseño del mismo, y en las especificaciones que se ubican en los planos.
4. Garantizar la supervisión técnica profesional durante la ejecución de los proyectos de construcción del auditorium de la Facultad de Ciencias Químicas y del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala, para que se cumpla con todas las especificaciones y requerimientos contenidos en los planos y, para que se verifique que los materiales a utilizar sean de calidad.
5. Orientar a la población estudiantil para que haga buen uso de los proyectos diseñados, para garantizar el buen funcionamiento de los mismos.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318S-05)*. USA: ACI 2005. 221 p.
2. NILSON, Arthur H. *Diseño de Estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2000. 722 p.
3. Dirección General de Caminos, *Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. Especificaciones generales para la Construcción de carreteras y puentes*. Guatemala; Ingenieros Consultores de Centro América, 2 001. 724 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1999. 650 p.
5. HUN, Ligia E. *Diseño del pavimento rígido y drenaje pluvial para un sector de la aldea Santa María Cauque, del municipio de Santiago Sacatepéquez, Sacatepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2003. 183 p.
6. PAZ, Kenny E. *Diseño y planificación de escuela primaria del caserío Chi Ixim y drenaje sanitario del caserío Pozo Vivo, en el municipio de Tactic, Alta Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2003. 127 p.

7. SICAL, Axel R. *Detallado del diseño sísmico de hormigón armado con base al ACI 2005*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008. 231 p.

ANEXOS



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 15806

INFORME No. 0447 S.S.

O.T. No.: 28,907

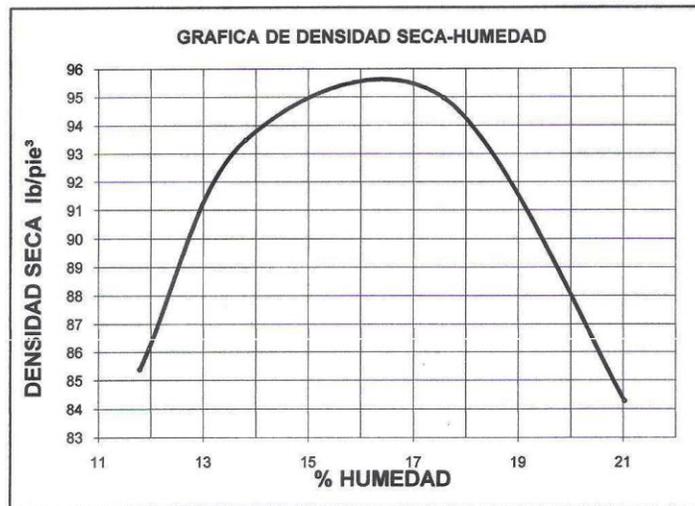
Interesado: Pablo Josué del cid Fratti
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: EPS- Diseño del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala
po la avenida Petapa

Ubicación: Ciudad de Guatemala, del Municipio de Guatemala, Guatemala

Fecha: 06 de octubre del 2011



Descripción del suelo: Arena limosa color café oscuro
Densidad seca máxima γ_d : 1,532 Kg/m³ 95.6 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 16.5 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 15807

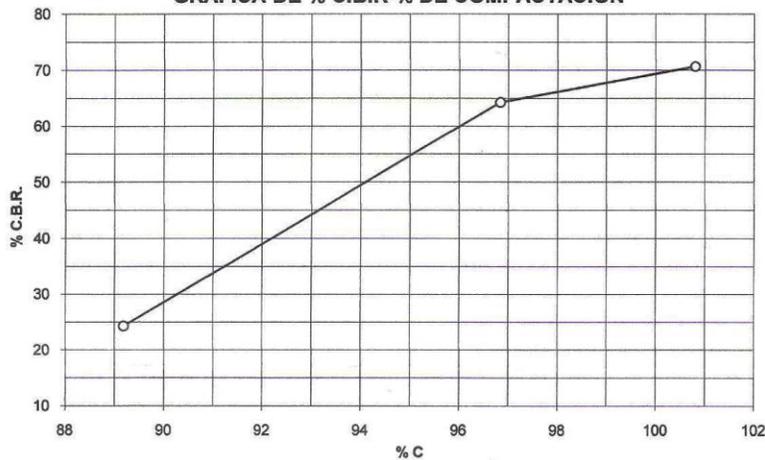
INFORME No.: 0448 S.S. O.T. No.: 28,907

Interesado: Pablo Josué del cid Fratti
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O.T-193
 Proyecto: EPS- Diseño del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala po la avenida Petapa
 Ubicación: Ciudad de Guatemala, del Municipio de Guatemala, Guatemala
 Descripción del suelo: Arena limosa color café oscuro

Fecha: 06 de octubre del 2011

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	$\gamma_d \cdot b/\text{pie}^3$			
1	10	16.50	85.3	89.2	0.13	24.3
2	30	16.50	92.6	96.8	0.17	64.3
3	65	16.50	96.4	100.8	0.15	70.7

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,



Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Medrano Mendez
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 15809

INFORME No.: 0449 S.S. O.T.: 28,907

Interesado: Pablo Josué del Cid Fratti

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices.

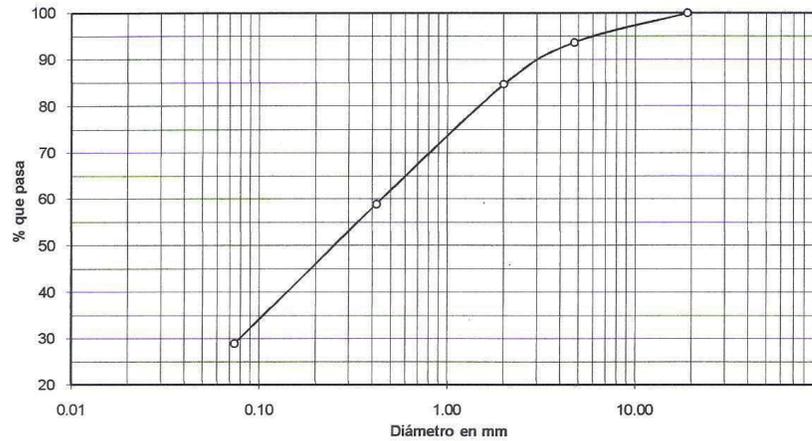
Norma: A.A.S.H.T.O. T-27,

Proyecto: Diseño del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala por la avenida Petapa

Fecha: 06 de octubre del 2011

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"		
3/4"	19.00	100.00
4	4.76	93.67
10	2.00	84.78
40	0.42	58.95
200	0.074	29.06

% de Grava: 6.33
% de Arena: 64.62
% de Finos: 29.06



Descripción del suelo: Arena limosa color café oscuro
Clasificación: S.C.U.: SP-SM P.R.A.: A-1-b
Observaciones: Muestra tomada por el interesado

Vo. Bo.:

Atentamente,

Inga. Telma Mariela Caño Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 15810

INFORME No. 0450 S. S O.T.: 28,907

Interesado: Pablo Josué del Cid Fratti
Proyecto: EPS- Diseño del tercer acceso hacia la Universidad de San Carlos de Guatemala, por la Avenida Petapa
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Ciudad de Guatemala

FECHA: 06 de octubre del 2011

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	34.2	3.83	SM	Arena limosa color café oscuro

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones:
Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

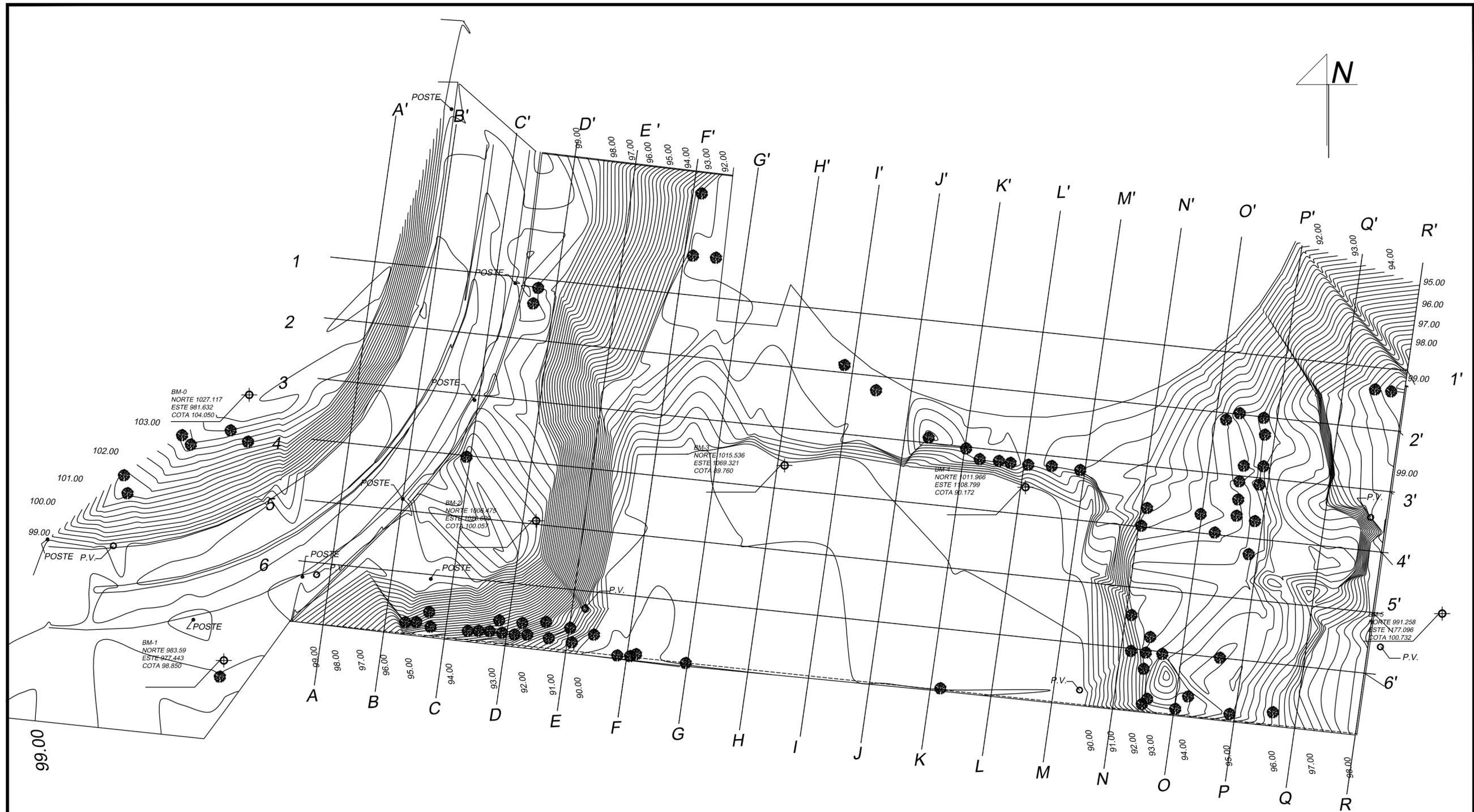
Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

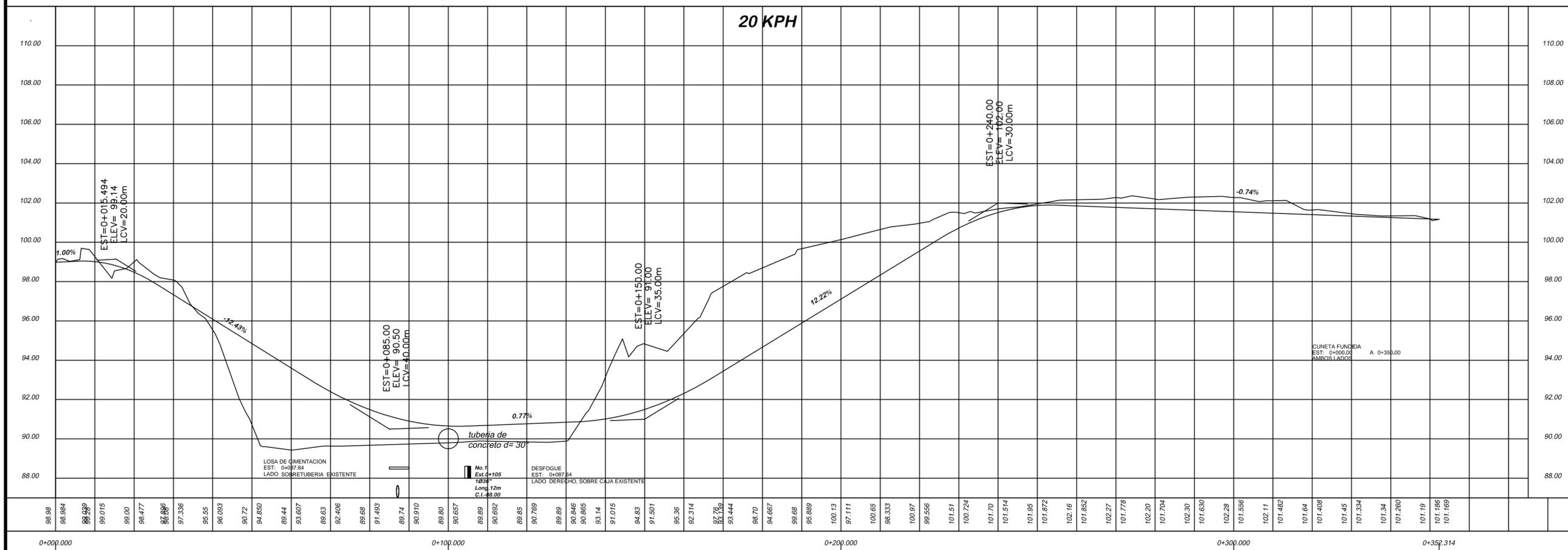
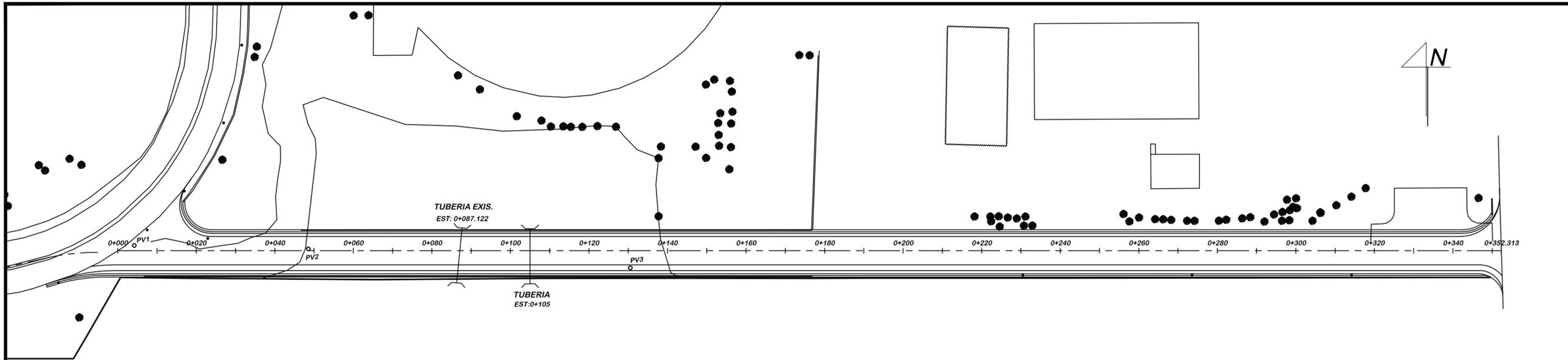




PLANTA TOPOGRAFICA

ESCALA 1/300

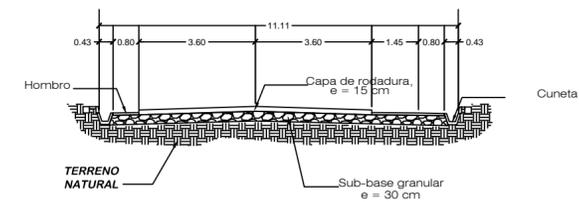
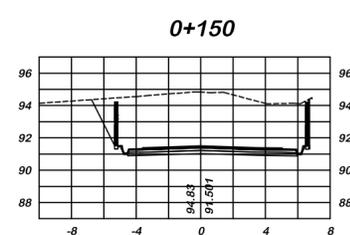
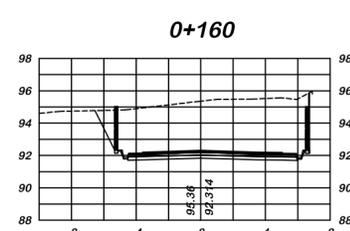
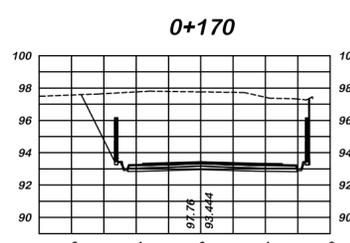
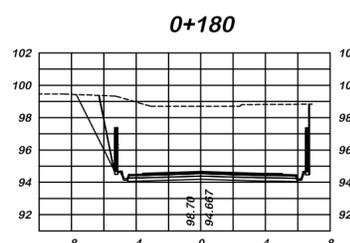
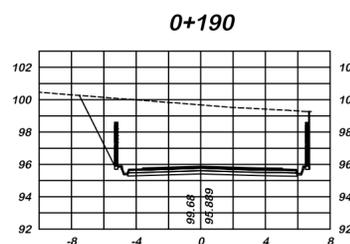
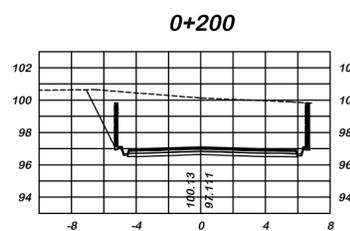
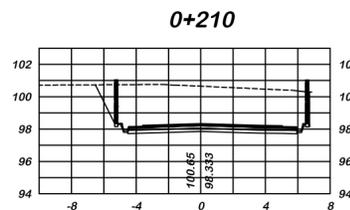
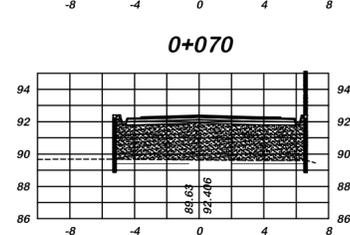
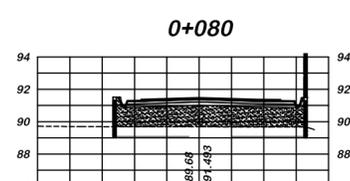
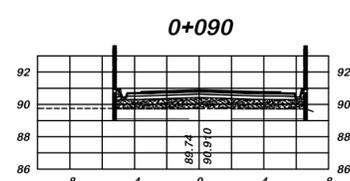
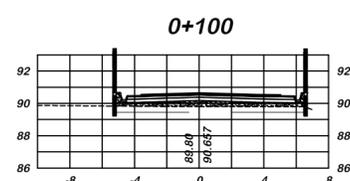
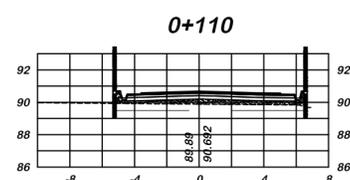
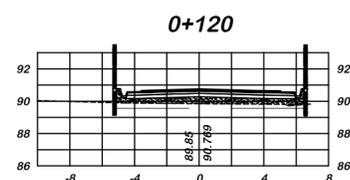
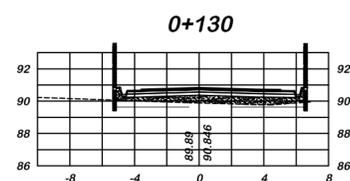
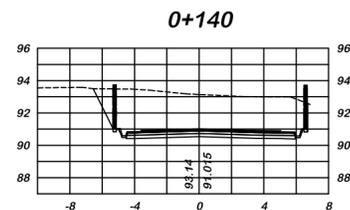
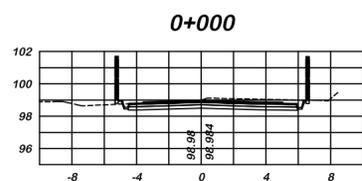
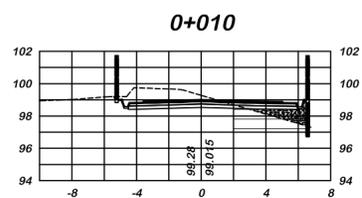
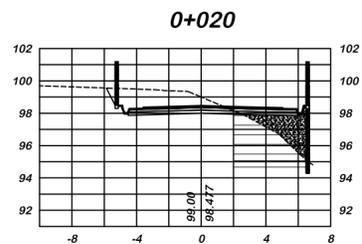
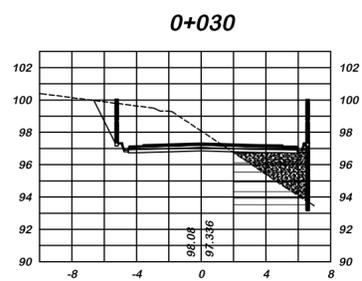
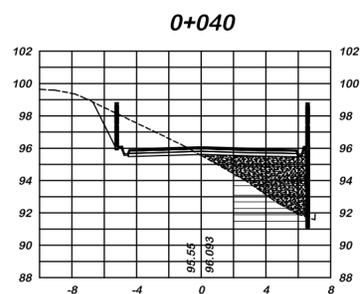
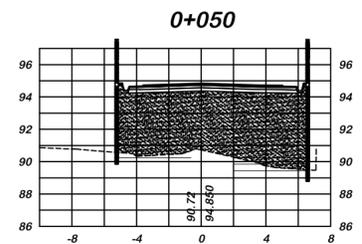
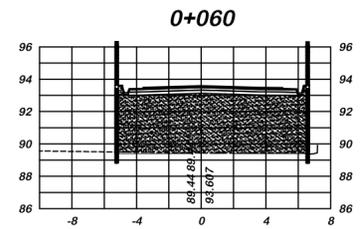
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS		EPS	
		DISEÑO: PABLO DEL CID	HOJA: 01
PROYECTO: CALLE VEHICULAR HACIA AVENIDA PETAPA		CALCULO: PABLO DEL CID	FECHA: NOVIEMBRE 2011
LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		DIBUJO: PABLO DEL CID	REVISOR: ING. OSCAR ARGUETA
CONTENIDO: PLANTA TOPOGRAFICA		COORDINADOR INFRAESTRUCTURA:	TOTAL HOJAS: 07
DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA:			



PLANTA + PERFIL

ESCALA HORIZONTAL: 1 : 500
ESCALA VERTICAL: 1 : 100

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	EPS
	PROYECTO: CALLE VEHICULAR HACIA AVENIDA PETAPA LOCALIZACIÓN: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12 CONTENIDO: PLANTA + PERFIL.	
COORDINADOR INFRAESTRUCTURA		HOJA: 02 TOTAL HOJAS: 07



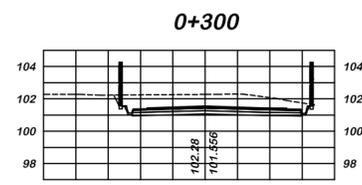
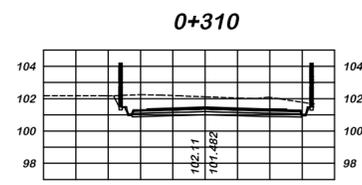
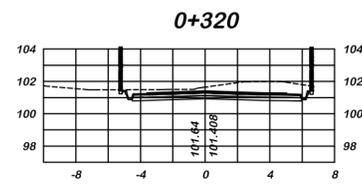
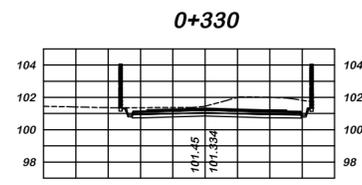
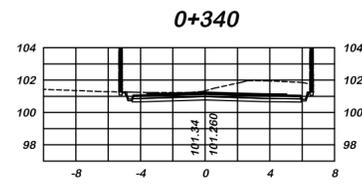
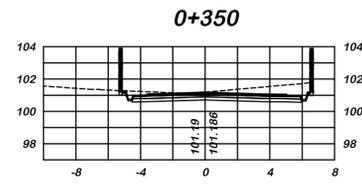
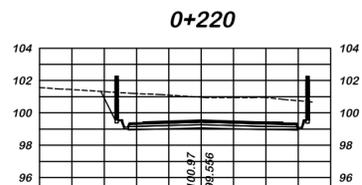
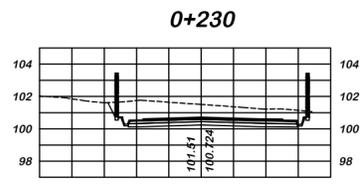
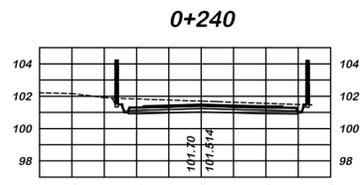
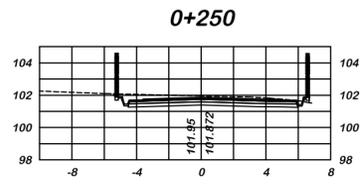
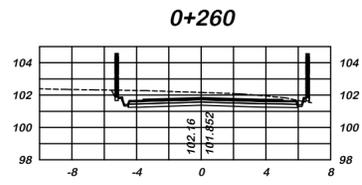
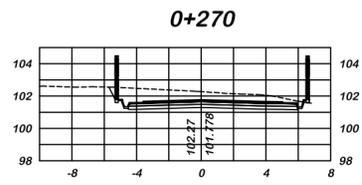
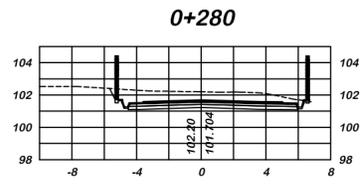
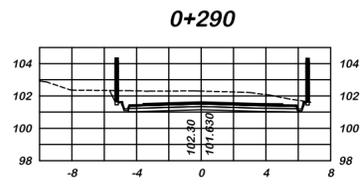
SECCIÓN TÍPICA

ESCALA HORIZONTAL: 1 : 50
ESCALA VERTICAL: 1 : 50

NOTAS:

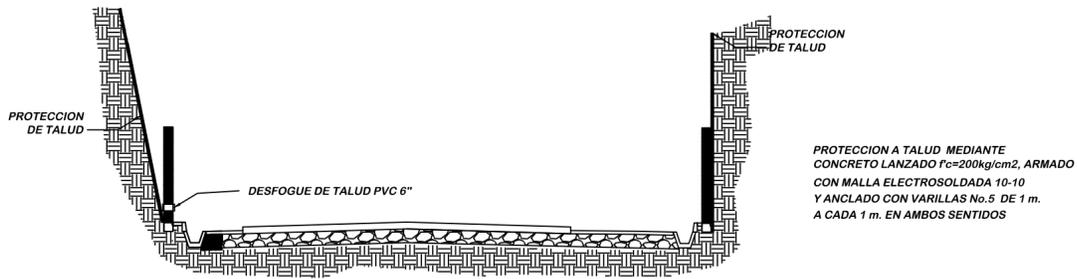
- 1) LA RASANTE FUÉ CALCULADA CONFORME AL ESTACIONAMIENTO DE LA LÍNEA CENTRAL DE LOCALIZACIÓN Y SERA TAMBIÉN LA DE LA LÍNEA CENTRAL ESPIRALADA.
- 2) LA DISTANCIA DE DESARROLLO DEL BOMBEO DE LADO EXTERIOR DE LA CARRETERA, ES 3%

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		EPS
		DISEÑO: PABLO DEL CID CALCULO: PABLO DEL CID DIBUJO: PABLO DEL CID		
PROYECTO: CALLE VEHICULAR, SALIDA A LA AVENIDA PETAPA, USAC.		FECHA: NOVIEMBRE 2011		ESCALA: 1/250
LOCALIZACIÓN: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		REVISÓ: ING. OSCAR ARGUETA		
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES 1		COORDINADOR INFRAESTRUCTURA		HOJA: 03
V. B. DIRECTOR		V. B. COMISIÓN		V. B. RECTOR 07



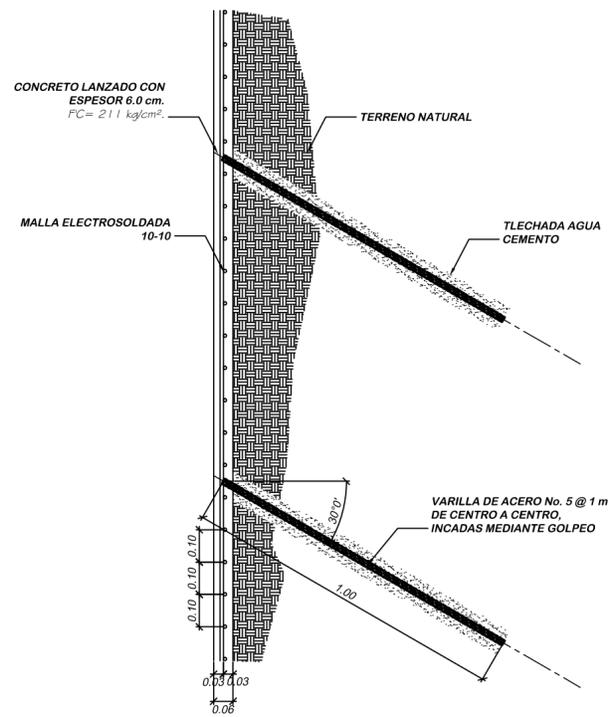
STATION	AREAS Square Meters		VOLUMES Cubic Meters		CUMULATIVE VOLUMES Cubic Meters	
	CUT	FILL	CUT	FILL	CUT	FILL
0+000	6.1508	0.0240	70.5293	12.1364	70.5293	12.1364
0+010	6.6727	2.1826	86.6783	41.2530	157.2077	53.3893
0+020	9.0870	5.3180	131.1774	70.4239	288.3851	123.8132
0+030	14.7634	7.4864	122.8055	114.3670	411.1906	238.1802
0+040	7.5649	13.3076	41.6067	344.4057	452.7973	582.5859
0+050	0.0000	49.3116	0.0000	510.7454	452.7973	1093.3313
0+060	0.0000	43.5512	0.0000	387.7908	452.7973	1481.1221
0+070	0.0000	26.9562	0.0000	233.3578	452.7973	1714.4799
0+080	0.0000	15.4725	0.0000	127.6128	452.7973	1842.0927
0+090	0.0000	7.7299	0.0000	64.0631	452.7973	1906.1558
0+100	0.0000	3.9180	0.0000	40.5663	452.7973	1946.7220
0+110	0.0000	3.4577	0.0000	45.5204	452.7973	1992.2424
0+120	0.0000	4.8187	0.0000	54.2673	452.7973	2046.5097
0+130	0.0000	5.0481	179.1639	27.7643	631.9612	2074.2740
0+140	32.5753	0.0000	418.3893	0.0000	1050.3506	2074.2740
0+150	43.4955	0.0000	474.9903	0.0000	1525.3408	2074.2740
0+160	42.8663	0.0000	557.8840	0.0000	2083.2248	2074.2740
0+170	58.5671	0.0000	642.1071	0.0000	2725.3319	2074.2740
0+180	58.1796	0.0000	612.9331	0.0000	3338.2650	2074.2740
0+190	53.2628	0.0000	534.6589	0.0000	3872.9239	2074.2740
0+200	43.9480	0.0000	429.3622	0.0000	4302.2861	2074.2740
0+210	34.1179	0.0000	319.4343	0.0000	4621.7204	2074.2740
0+220	23.9611	0.0000	215.1668	0.0000	4836.8872	2074.2740
0+230	15.1602	0.0000	128.8522	0.0000	4965.7395	2074.2740
0+240	8.2675	0.0000	83.1060	0.2108	5048.8455	2074.4848
0+250	6.8427	0.0383	88.1687	0.3459	5137.0142	2074.8307
0+260	9.1880	0.0246	113.0970	0.1351	5250.1112	2074.9658
0+270	11.3751	0.0000	125.9220	0.0000	5376.0332	2074.9658
0+280	11.5198	0.0000	134.6746	0.0000	5510.7078	2074.9658
0+290	12.9665	0.0000	146.5962	0.0000	5657.3041	2074.9658
0+300	13.6874	0.0000	149.7543	0.0000	5807.0583	2074.9658
0+310	13.5407	0.0000	129.6388	0.0000	5936.6971	2074.9658
0+320	10.0300	0.0000	111.2406	0.0000	6047.9377	2074.9658
0+330	10.1955	0.0000	110.6615	0.0000	6158.5992	2074.9658
0+340	9.9247	0.0000	100.5222	0.0000	6259.1214	2074.9658
0+350	8.3520	0.0000	10.6242	0.0000	6269.7456	2074.9658
0+352.313	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	6269.7456	2074.9658

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS	EPS
	DISEÑO: PABLO DEL CID CALCULO: PABLO DEL CID DIBUJO: PABLO DEL CID	
PROYECTO: CALLE VEHICULAR, SALIDA A LA AVENIDA PETAPA, USAC.		FECHA: NOVIEMBRE 2011
LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		ESCALA: 1/250
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES 2		REVISO: ING. OSCAR ARGUETA
COORDINADOR INFRAESTRUCTURA		HOJA: 04
DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA		TOTAL HOJAS: 07
V. B. DIRECTOR	V. B. COMISION	V. B. RECTOR



SECCION TIPICA DE PROTECCION DE TALUD

ESCALA: 1 : 100

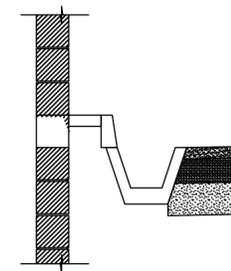


DETALLE DE PROTECCION DE TALUD

ESCALA: 1 : 10

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

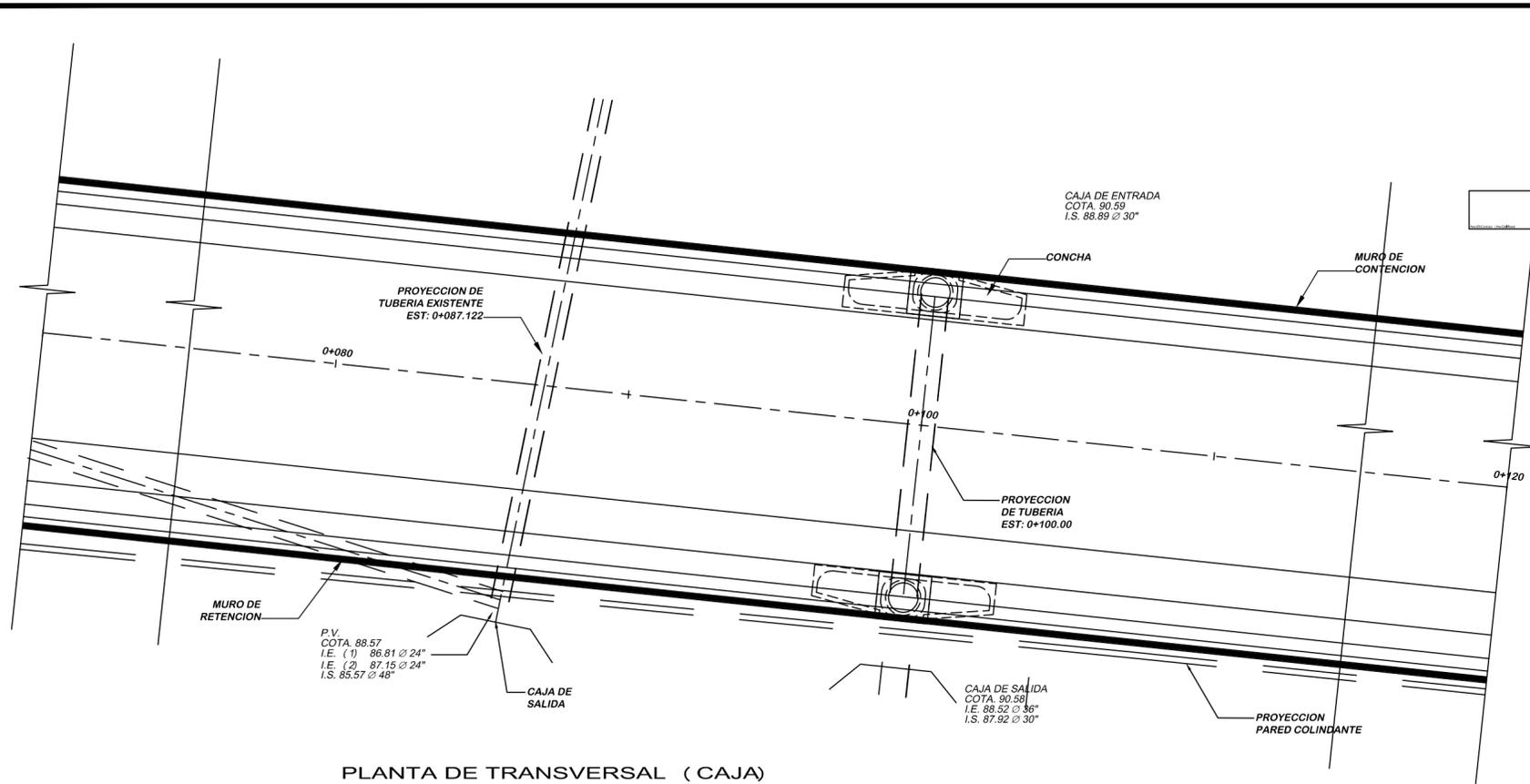
- 1.- TRABAJOS PREVIOS
 - 1.1 LIMPIA CHAPEO Y DESTRONQUE
SE REALIZARA PREVIO A CUALQUIER ACTIVIDAD A RETIRAR LA BASURA, SUELO ORGANICO, VEGETACION EXISTENTE EN EL CORTE, ASI COMO EN LA BASE, LOS TRABAJOS SE EFECTUARAN DE ARRIBA HACIA ABAJO.
 - 2.- PROTECCION DEL TALUD CON PENDIENTE ENTRE 45° A 90°
UNA VEZ AFINADO EL TALUD SE PROCEDERA A COLOCAR LA MALLA ELECTROSOLDADA 10 -10 EN SECCION CON PENDIENTE ANCLADA CON VARILLAS No.5 DE 1.00 MT. DE LONGITUD A CADA 1.00 M. AMBOS SENTIDOS UNA VEZ FIJADA LA MALLA SE PROCEDERA A HUMEDECER LA ZONA DONDE SE COLOCARA LA CAPA DE CONCRETO LANZADO DE 6.0 cm EN SECCION INCLINADA Y f'c=200 KG/cm.
EL ESPESOR DE CONCRETO LANZADO SE COLOCARA DE ABAJO HACIA ARRIBA, EN DOS ETAPAS, DE 3.0 cm, SEGUN SE INDICA EN EL ESPESOR DEL CONCRETO LANZADO, SI DURANTE EL PROCESO DEL LANZADO SE TUVIERA PROBLEMA DE ADHERENCIA O SOCAVACION IMPORTANTE, SE COLOCARA LAMINA GALVANIZADA ACANALADA Y MALLA GALVANIZADA ENTRE EL TERRENO NATURAL Y MALLA ELECTROSOLDADA.
 - 3.1 ANCLAJES.
SE INSTALARAN ANCLAJES DE ACERO No.5 DE DIAMETRO A CADA 1.00 m. DE CENTRO A CENTRO Y 1.00 m DE LONGITUD CON INCLINACION DE 30°, RESPECTO A LA HORIZONTAL, DE LOS CUALES 0.95 m SE ALOJARAN EN EL TALUD Y LOS 5 cm RESTANTES DEBERAN AMARRARSE HACIENDOLE A ESTA UNA ESCUADRA DE 12 DIAMETROS, CON LA MALLA.
 - 4.1 LIMPIEZA.
SE EFECTUARA UNA LIMPIEZA EXHAUSTIVA, ELIMINANDO TODA BASURA EXISTENTE, ASI COMO MALEZA Y TODO ESTE MATERIAL PRODUCTO DE ESTA ACTIVIDAD SERA RETIRADO DEL LUGAR.
 - 4.3 VEGETACION
REALIZADO LO ANTES MENCIONADO SE PROCEDERA A LA SIEMBRA DE PASTO Y VEGETACION PROPIA PARA EL LUGAR.
 - 4.4 DRENAJE
EL DRENAJE DE LOS MUROS SE HARA MEDIANTE TUBOS COLOCADOS EN TODA LA LONGITUD DEL MURO.



UNION ENTRE CUNETETA, MURO PERIMETRAL Y DE RETENCION

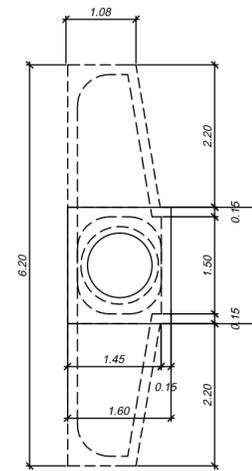
ESCALA: 1 : 100

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-</small>	EPS
	DISEÑO: PABLO DEL CID CALCULO: PABLO DEL CID DIBUJO: PABLO DEL CID FECHA: NOVIEMBRE 2011 ESCALA: VARIAS REVISO: ING. OSCAR ARGUETA	
PROYECTO: CALLE VEHICULAR, SALIDA A LA AVENIDA PETAPA, USAC. LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		
CONTENIDO: DETALLE DE PROTECCION DE TALUD.	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA	HOJA: 06 <small>TOTAL HOJAS</small> 07
<small>VO. Sr. DIRECTOR</small>	<small>VO. Sr. COMISION</small>	<small>VO. Sr. RECTOR</small>



PLANTA DE TRANSVERSAL (CAJA)

ESCALA: 1 : 100



PLANTA CAJA TIPO TRAGANTE

ESCALA: 1 : 50

NOTAS GENERALES

Especificaciones:

1.- **Construcción:** Especificaciones Generales para construcción de carreteras y Puentes de la D.G.C. (Esp. D.G.C.) Edición Preliminar 1956.

Materiales

2.- **Concretos:**

2.1 **Concreto Clase 3000:** Se usará concreto clase 3,000 con esfuerzos de ruptura a compresión de 211 Kg/cm² (3,000 lb/plg²) a los 28 días.
2.2 **Concreto Ciclópeo:** Se usará concreto clase 2,500 con esfuerzo de ruptura a compresión de 176 kg/cm² (2,500 lb/plg²) a los 28 días.

3.- **Zampeado:** Se usará zampeado de piedra colocado a mano, ligado con mortero. El zampeado sobre el talud de salida deberá tener agujeros para drenajes (Sección E-7 Esp. de la D.G.C.)

4.- **Acero de Refuerzo:** Se usará acero de refuerzo de grado estructural 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo con las especificaciones M31-54 de la AASHTO y A305-507 de la ASTM (Sección D-8 Esp. de la D.G.C.)

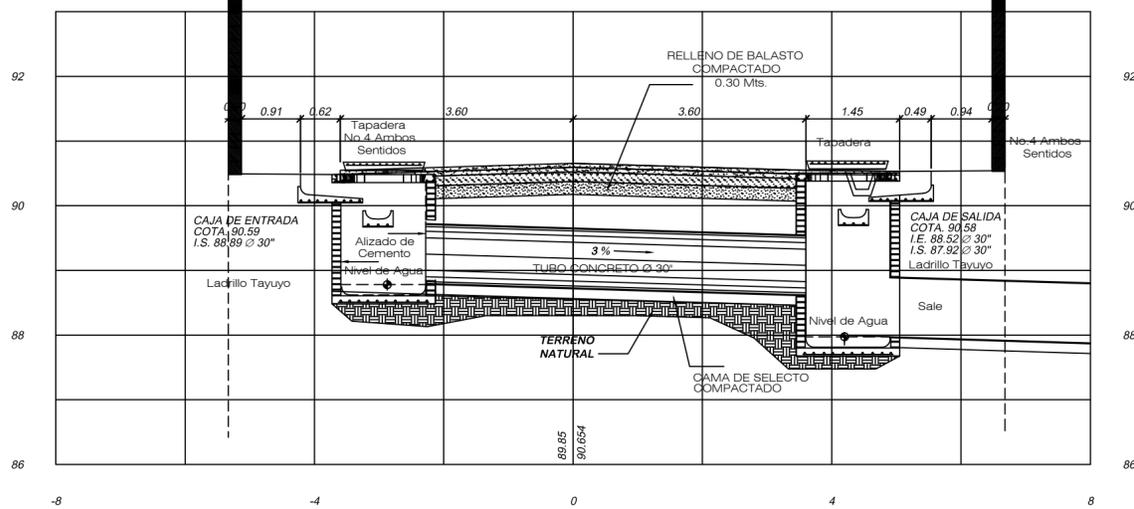
Varios

- 5.- **El recubrimiento:** del refuerzo, medido entre el rostro de las barras y la superficie del concreto será de 5 cm. en las losas superior y laterales y 8 cm. en la losa de cimiento.
- 6.- **El acabado:** del concreto, será acabado ordinario de superficie (Sección D-11 Esp. D.G.C.)
- 7.- **Las dimensiones** están dadas en centímetros, salvo que se indique otra cosa y expeptuando los estacionamientos y las alturas de nivel.
- 8.- **Juntas de contrucción:** Se usarán solo donde lo indican los planos o lo autorice el Delegado Residente, para juntas de expansión y detalles del piso para bóvedas, se consultará el plano tipo No. T-12201.
- 9.- **Bancos naturales:** En ningún caso se permitirá su destrucción. Para el efecto, las excavaciones estructurales nunca rebasarán las líneas de pago donde el terreno lo permita, se harán del tamaño de la estructura que van a acomodar.
- 10.- Cualquier modificación que se quiera hacer a estos planos, se deberá consultar previamente al Departamento de Puentes de la D.G.C. pues de lo contrario, el mismo no se hará responsable.

NOTAS:

- 1.- LOS TRAGANTES SERAN CONSTRUIDOS DE CONCRETO CLASE 3,000
- 2.- LOS TRAGANTES SERAN USADOS EN VEZ DE MUROS CABEZALES EN ENTRADA DE ALCANTARILLAS, PARA DESCARGAR CUNETAS, O DONDE LO ORDENE EL DELEGADO RESIDENTE.
- 3.- TODAS LAS ORILLAS SUPERFICIALES DEBEN ACHAFLANARSE A 0.01m
- 4.- LA DIMENSION B, PROFUNDIDAD DEL TRAGANTE, PUEDE AUMENTAR A DISCRECION DEL DELEGADO RESIDENTE.

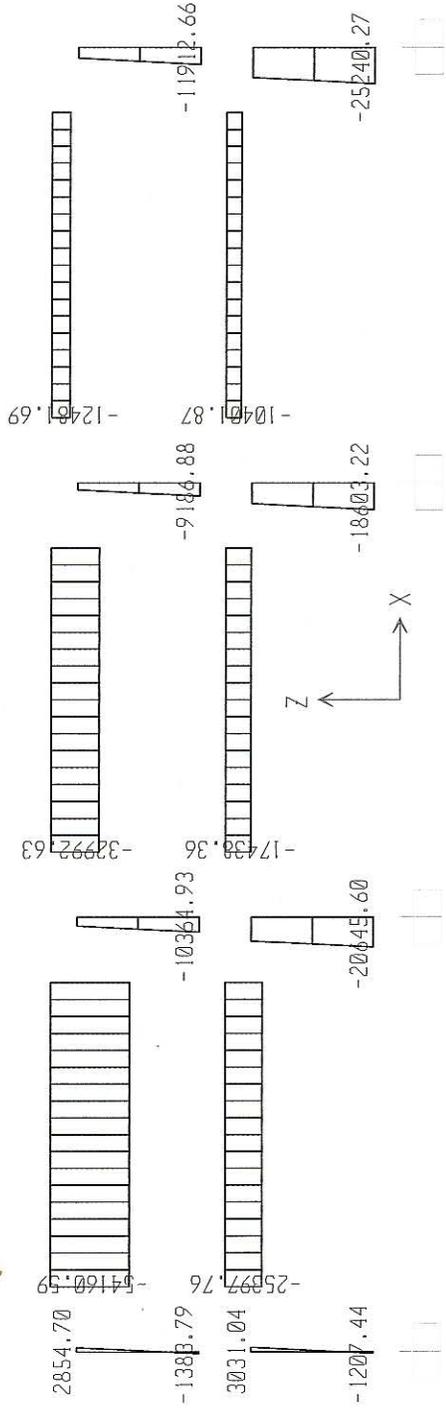
0+105



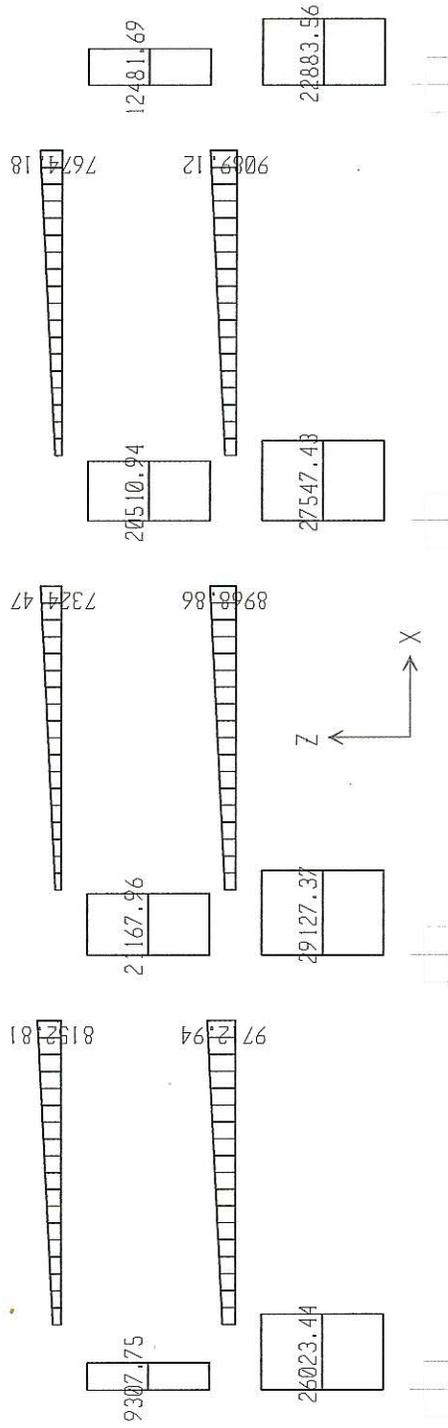
PERFIL DE TRANSVERSAL (CAJA)

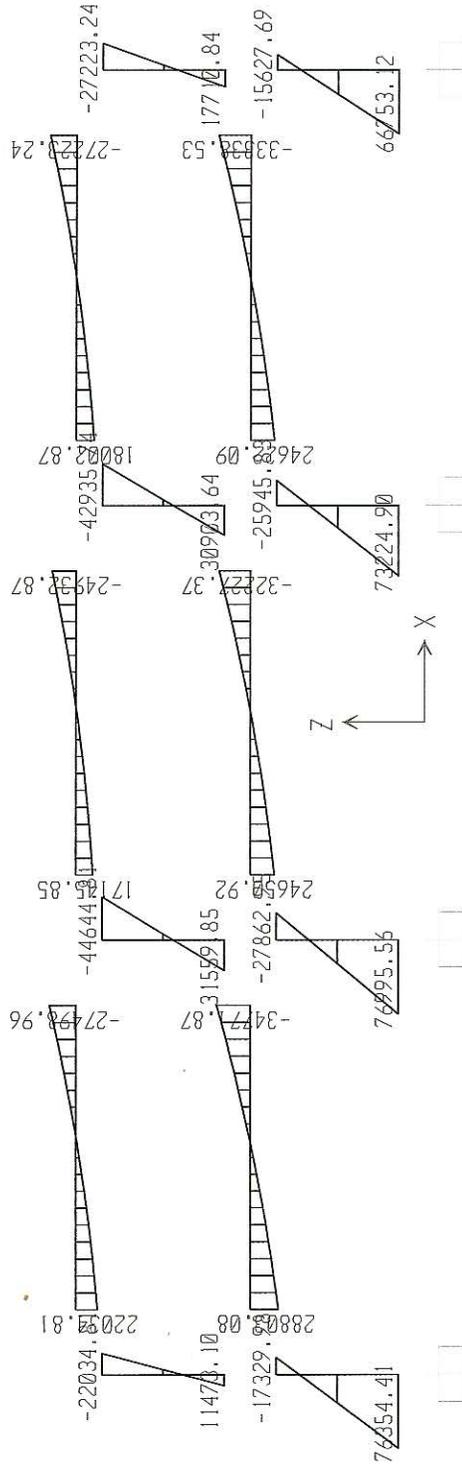
ESCALA: 1 : 50

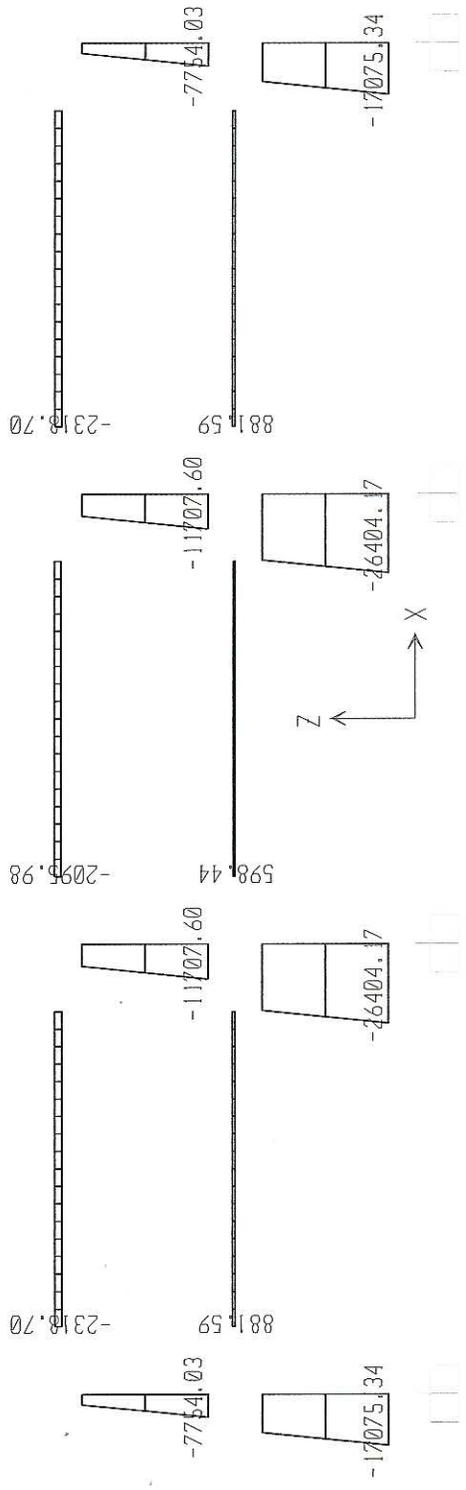
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-	EPS
	DISEÑO: PABLO DEL CID CALCULO: PABLO DEL CID DIBUJO: PABLO DEL CID	
PROYECTO: CALLE VEHICULAR, SALIDA A LA AVENIDA PETAPA, USAC.	FECHA: NOVIEMBRE 2011	ESCALA: VARIAS
LOCALIZACIÓN: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12	REVISÓ: ING. OSCAR ARGUETA	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA
CONTENIDO: DETALLE DE TRANSVERSAL Y TRAGANTE.	DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA	HOJA: 07 TOTAL: 08
V. B. DIRECTOR	V. B. COMISIÓN	V. B. RECTOR

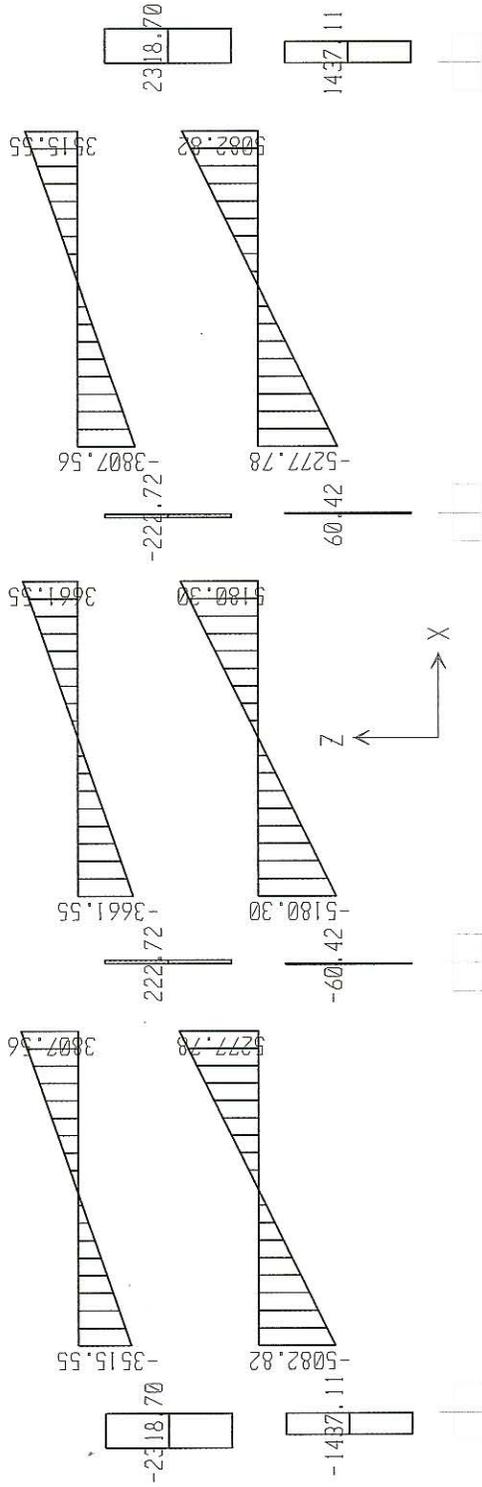


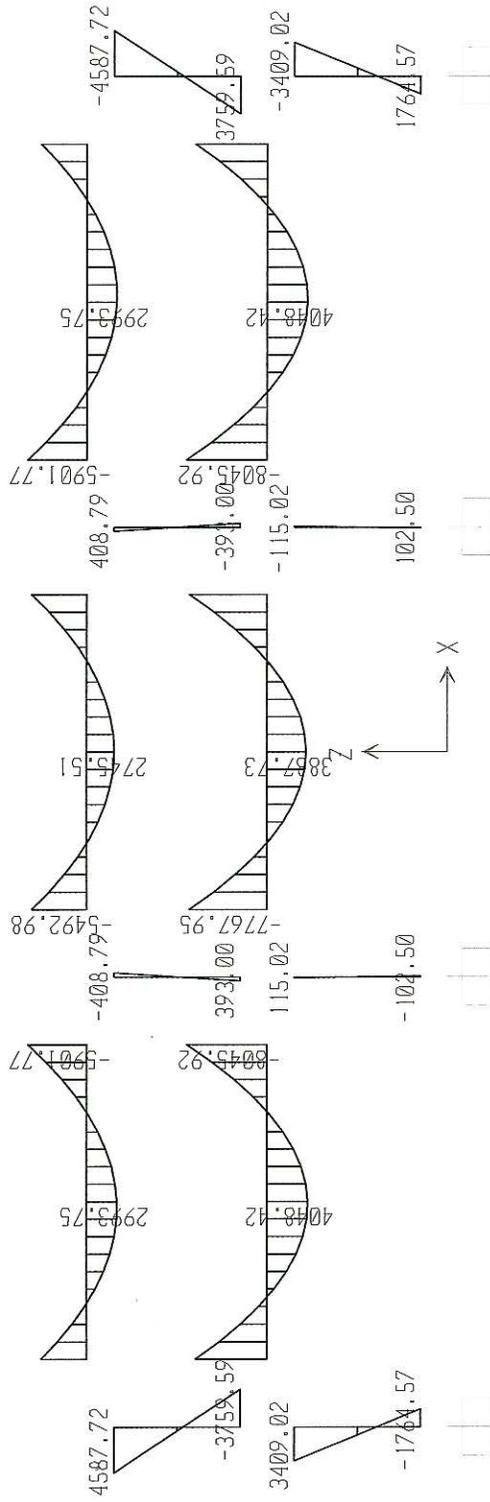
Handwritten mark

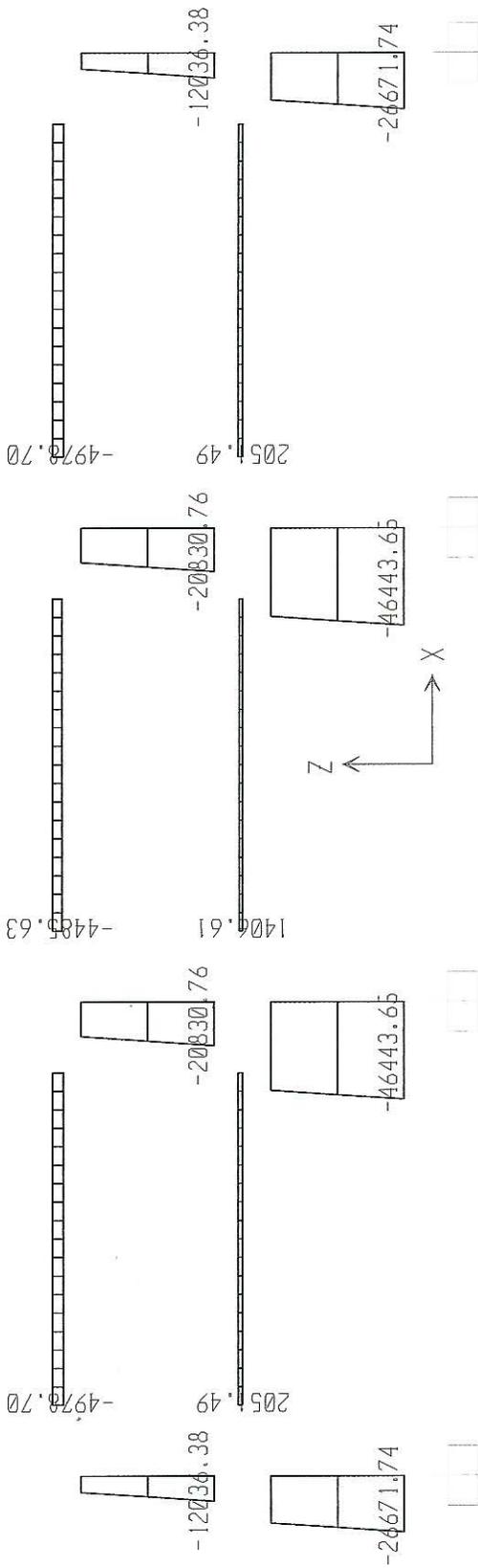


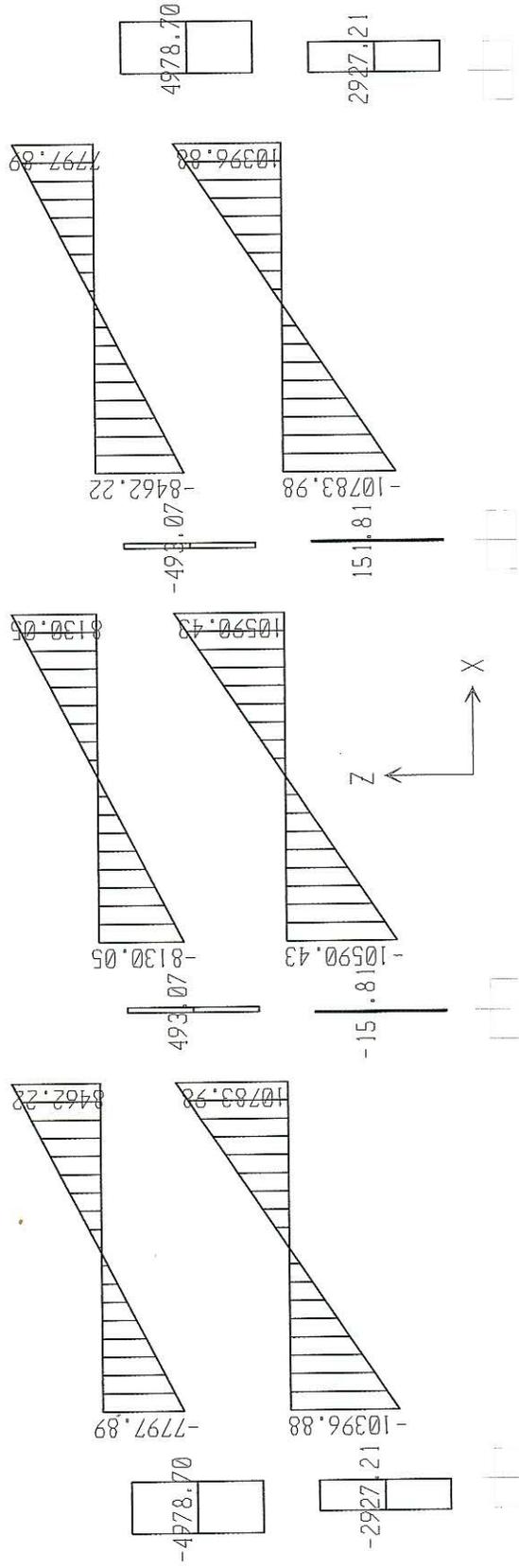


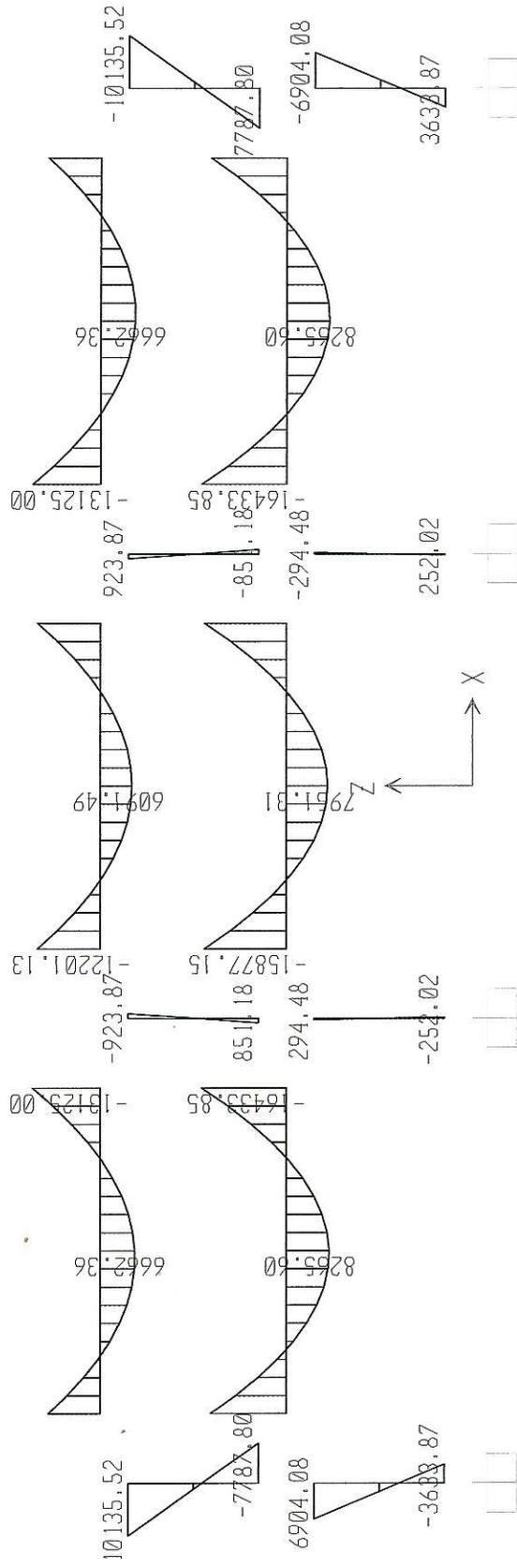












TABLERO PRIMER NIVEL

Circuito	Descripción	Potencia Unitaria Watts	Unidades	Potencia Total Watts	total watts circuito	Voltaje Voltios
A	Iluminación	40	12	480	480	120
B	Iluminación	40	12	480	480	120
C	Iluminación	40	10	400	400	120
M	Fuerza	180	12	2160	2160	120

L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip-On
4.00		#12	1x20
4.00		#12	1x20
	3.33	#12	1x20
18.00		#10	1x20

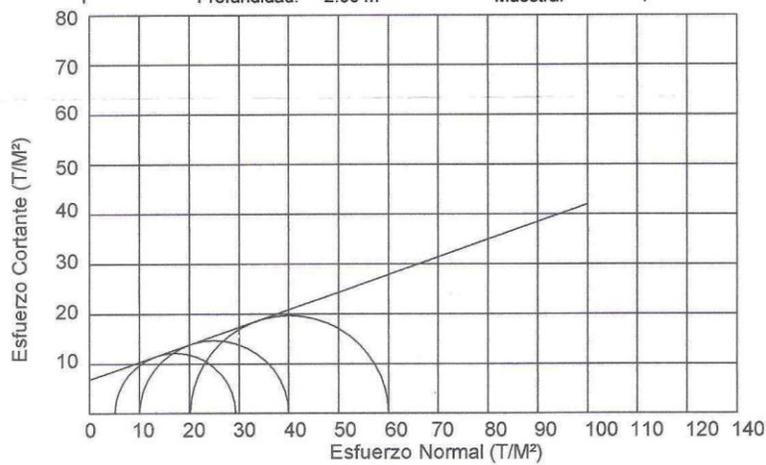
L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip-On
	5.33	#12	1x20
3.67		#12	1x20
3.67		#12	1x20
	16.50	#10	1x20
15.00		#10	1x20
22.50		#10	1x20
	9.00	#10	1x20
9.00		#10	1x20
	9.00	#10	1x20



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 029 S.S. O.T.: 28,908

INTERESADO: Pablo Josué Del Cid Fratti
PROYECTO: EPS- Diseño de Auditorium para la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia
Ubicación: Ciudad de Guatemala, USAC
Fecha: 06 de febrero del 2012
pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 19.37$	COHESIÓN: $C_u = 6.78$
---	------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso color café
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m²)	68.50	79.95	98.38
PRESION INTERSTICIAL u (T/m²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.0	3.5	6.0
DENSIDAD SECA (T/m³)	1.23	1.23	1.23
DENSIDAD HUMEDA (T/m³)	1.46	1.46	1.46
HUMEDAD (%H)	18.2	18.2	18.2

Vo. Bo.

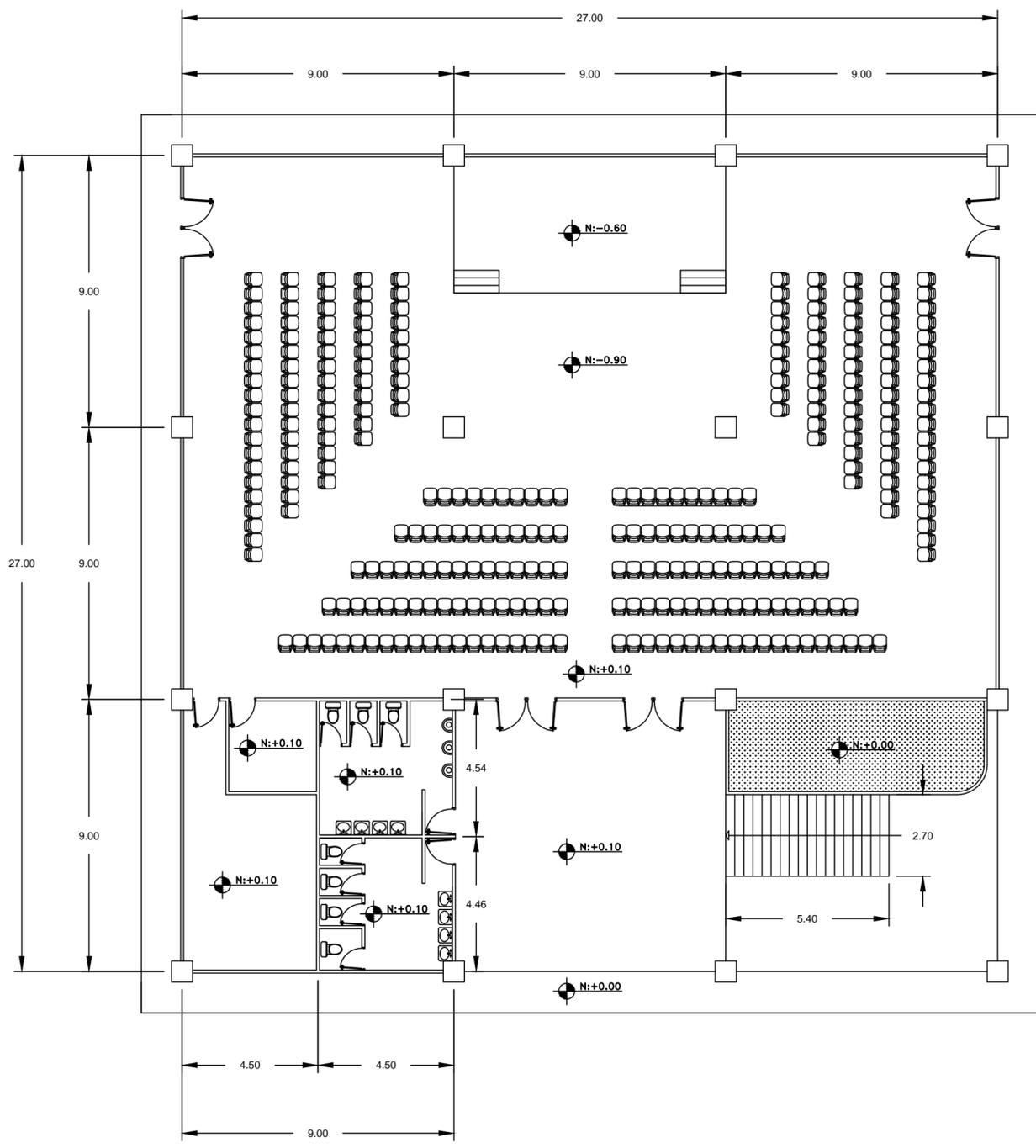
Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

TABLERO SEGUNDO NIVEL

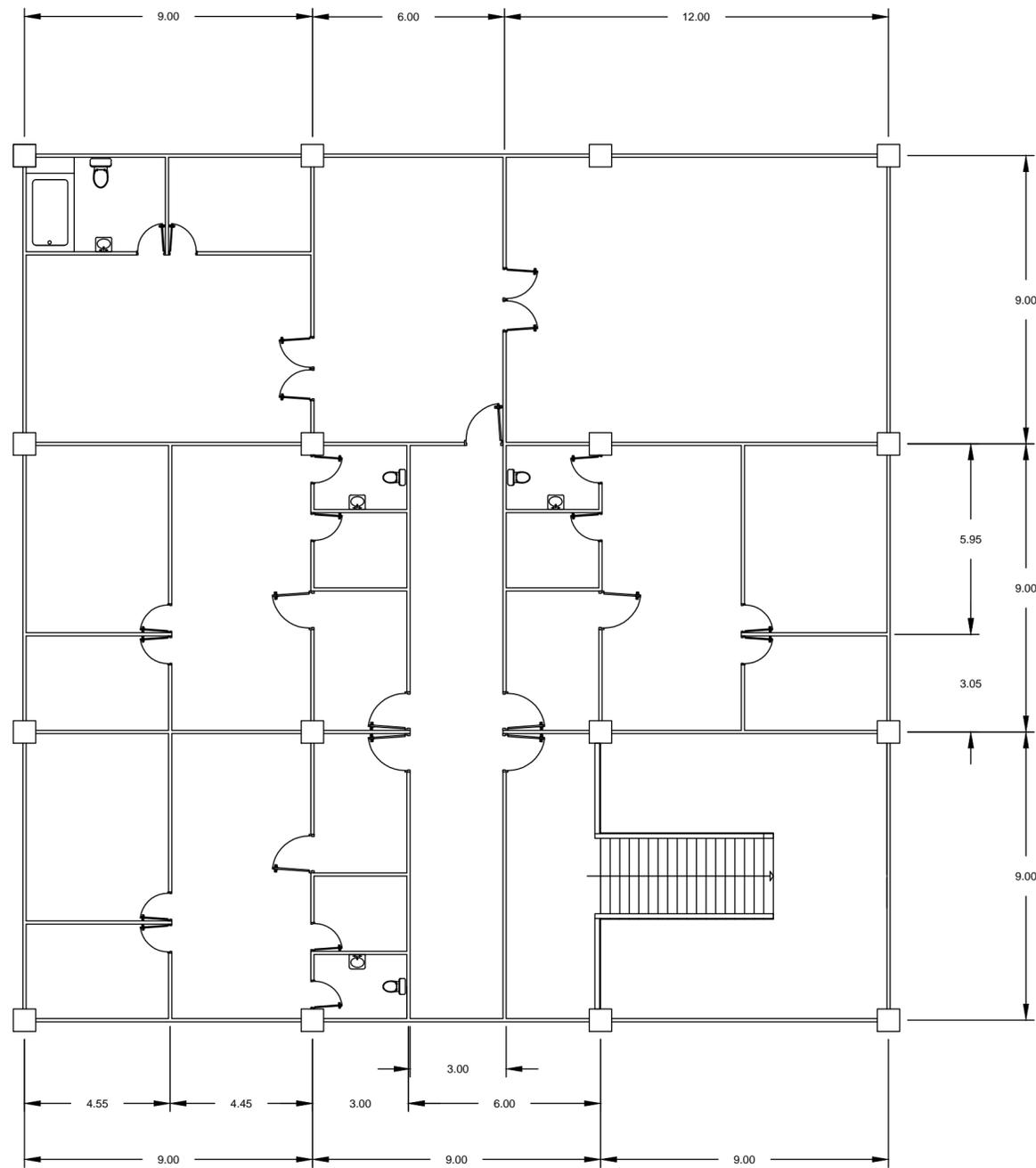
Circuito	Descripción	Potencia Unitaria Watts	Unidades	Potencia Total Watts	total watts circuito	Voltaje Voltios
D	iluminación	80	8	640	640	120
E	iluminación	40	11	440	440	120
F	iluminación	40	11	440	440	120
G	iluminación	180	11	1980	1980	120
H	iluminación	180	10	1800	1800	120
I	Fuerza	180	15	2700	2700	120
J	Fuerza	180	6	1080	1080	120
K	Fuerza	180	6	1080	1080	120
L	Fuerza	180	6	1080	1080	120



PLANTA PRIMER NIVEL

ESCALA 1/30

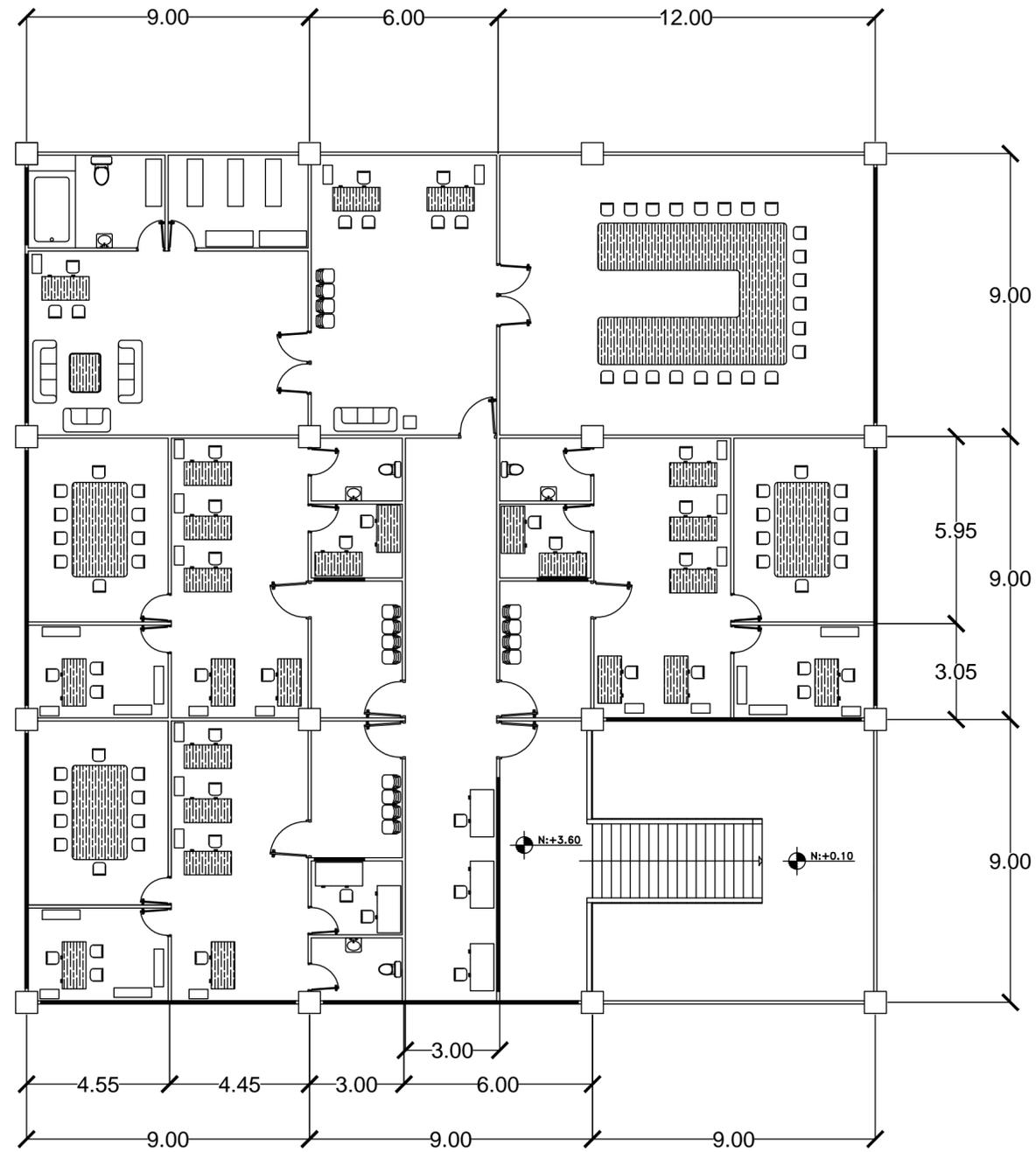
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-</small>		EPS
	PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid	
LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12	REVISO: ING. OSCAR ARGUETA	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA: _____ DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA: _____	
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL	HOJA: 01	TOTAL HOJAS: 20	
<small>Va. Bn. DIRECTOR</small>	<small>Va. Bn. COMISION</small>	<small>Va. Bn. RECTOR</small>	



PLANTA SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/30

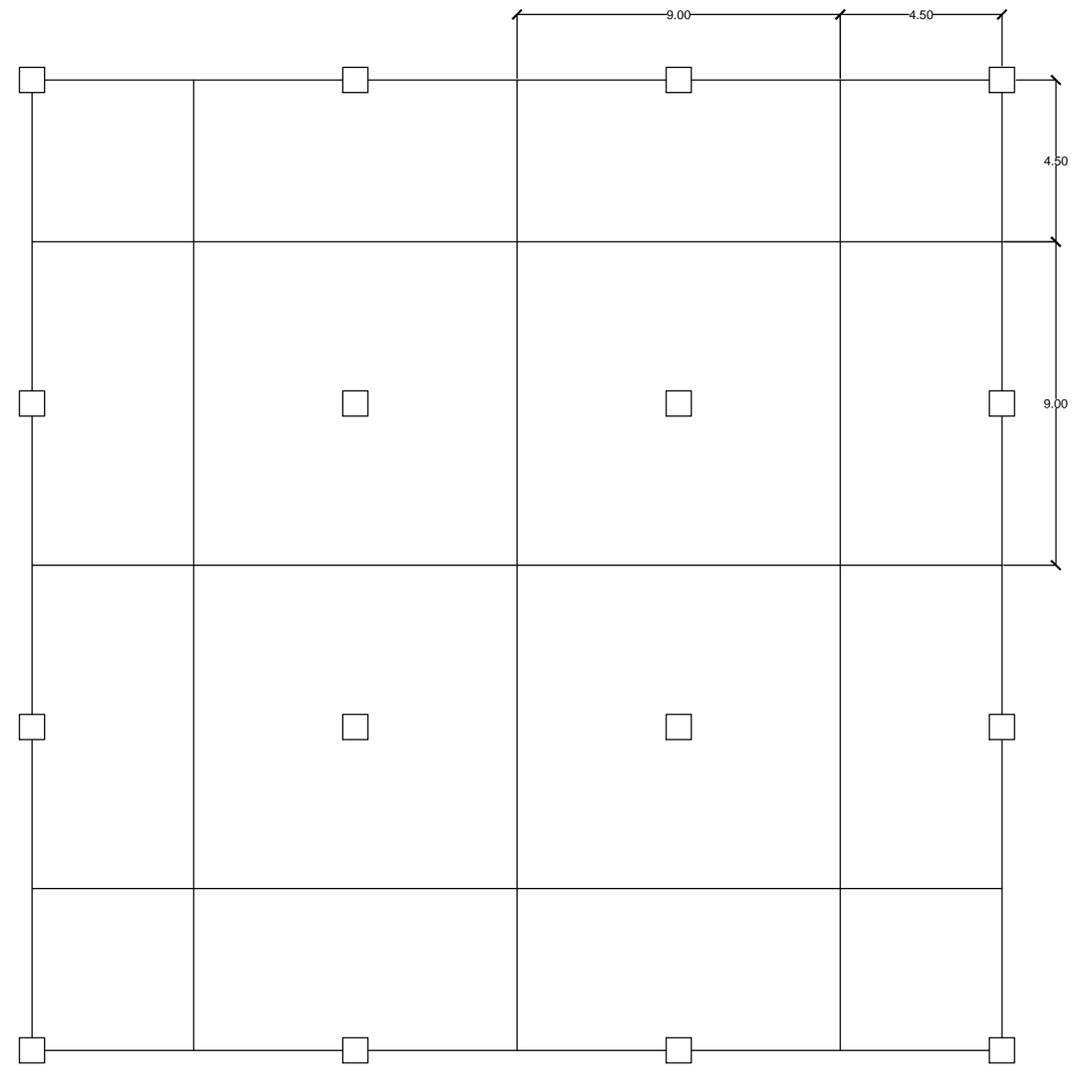
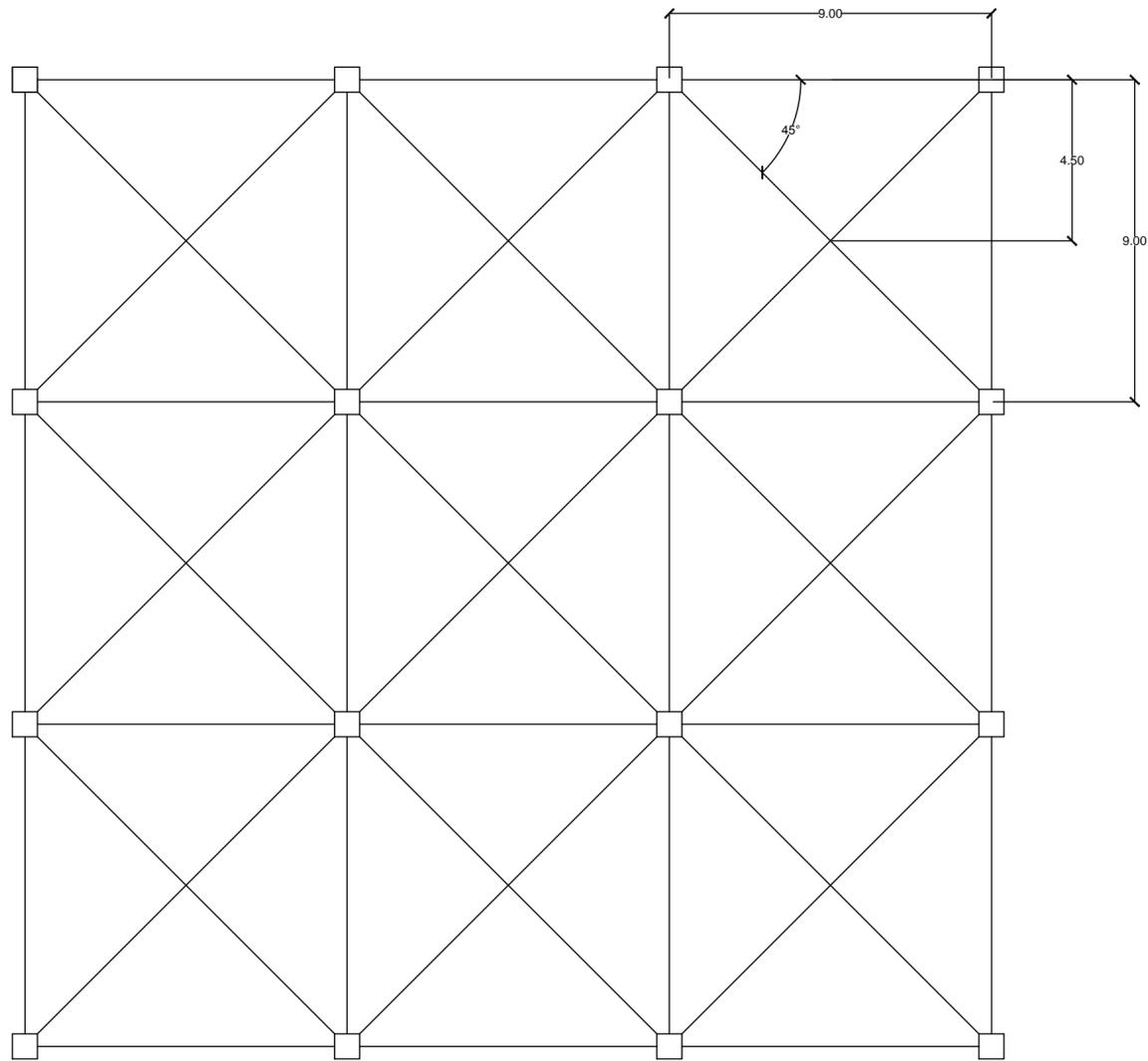
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS</small>		EPS
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid
LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL		COORDINADOR INFRAESTRUCTURA DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA
_____ <small>V. B. DIRECTOR</small>		_____ <small>V. B. COMISION</small>
_____ <small>V. B. RECTOR</small>		HOJA: 02 <small>TOTAL HOJAS</small> 20



PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/30

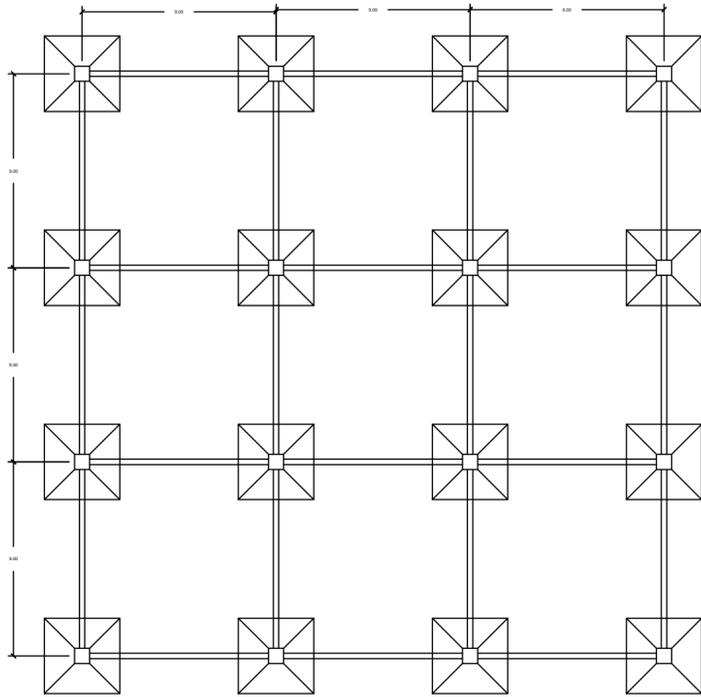
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-</small>		EPS	
<small>PROYECTO:</small> AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA			
<small>LOCALIZACION:</small> CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12			
<small>CONTENIDO:</small> PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL		<small>COORDINADOR INFRAESTRUCTURA</small> _____	<small>HOJA:</small> 05
<small>DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA</small> _____		<small>TOTAL HOJAS:</small> 20	
<small>Vs. Sr. DIRECTOR</small> _____		<small>Vs. Sr. COMISION</small> _____	
<small>Vs. Sr. RECTOR</small> _____		<small>Vs. Sr. RECTOR</small> _____	



 AREAS TRIBUTARIAS PARA VIGAS Y COLUMNAS

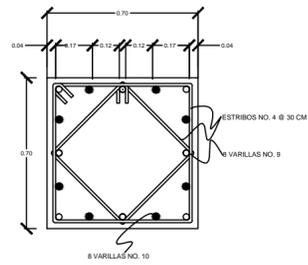
ESCALA 1/30

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-</small>		EPS
	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid	FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30	
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		COORDINADOR INFRAESTRUCTURA: _____	
LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA: _____	
CONTENIDO: AREAS TRIBUTARIAS		V. B. DIRECTOR: _____ V. B. COMISION: _____ V. B. RECTOR: _____	



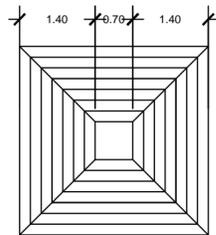
PLANTA DE CIMENTACION: ZAPATAS, SOLERA DE AMARRE Y COLUMNAS

ESCALA 1/50



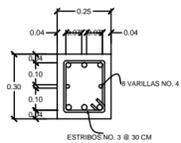
ARMADO TRANSVERSAL EN COLUMNA

ESCALA 1/5



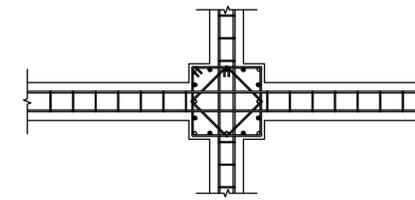
PLANTA DE ZAPATAS

ESCALA 1/20



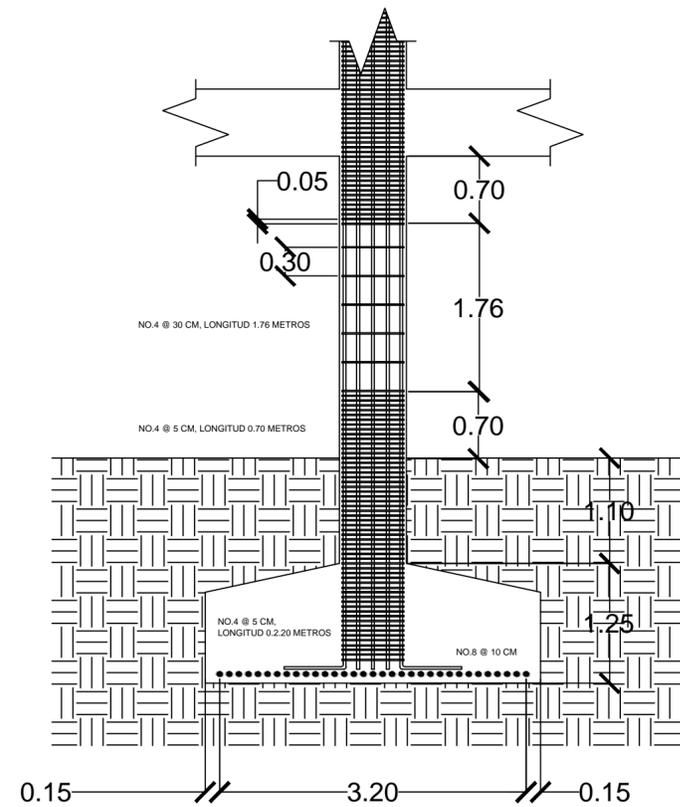
DETALLE ARMADO VIGA DE AMARRE

ESCALA 1/5



DETALLE ENTRONQUE VIGA-COLUMNA

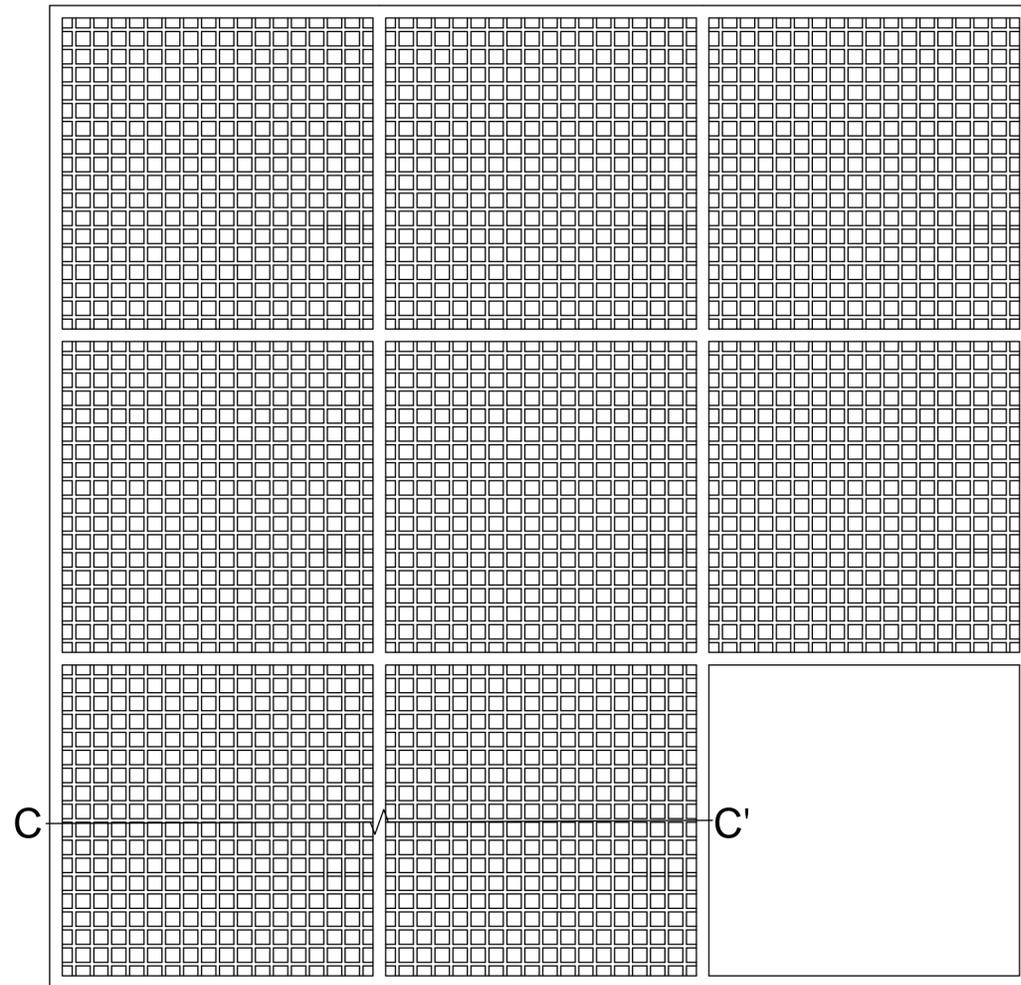
ESCALA 1/10



DETALLE DE ARMADO: columna y zapata

ESCALA 1/10

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-		EPS	
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		COORDINADOR INFRAESTRUCTURA:	
LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA:	
CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACION Y COLUMNAS		V.O. DIRECTOR: _____ V.O. COMISION: _____ V.O. RECTOR: _____	



PLANTA DE ARMADO DE LOSA DE TECHO

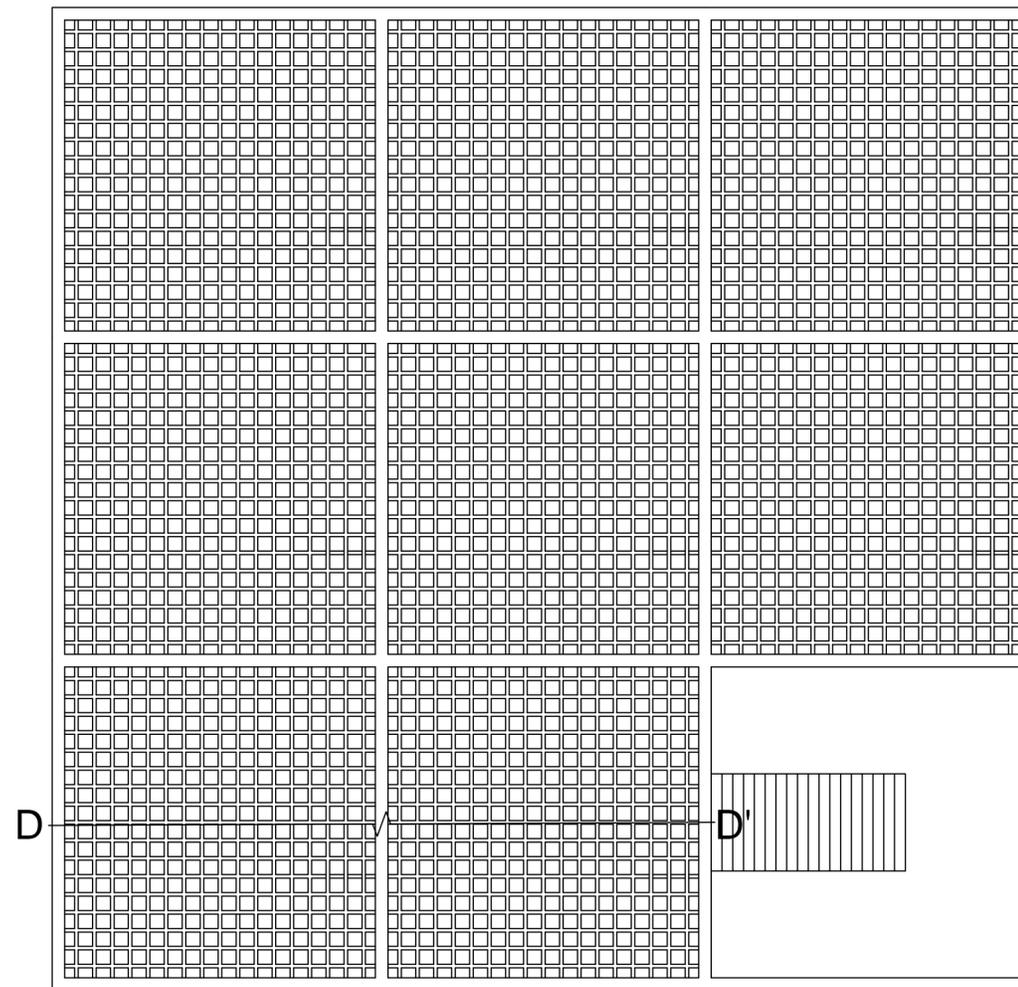
ESCALA 1/30



SECCION C-C': DISPOSICION DE BOVEDILLA EN LOSA

ESCALA 1/15

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-</small>	EPS
	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30 REVISO: ING. OSCAR ARGUETA	
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		
CONTENIDO: ARMADO DE LOSA SEGUNDO NIVEL	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA	HOJA: 08 <small>TOTAL HOJAS</small> 20
<small>V. B. DIRECTOR</small>	<small>V. B. COMISION</small>	<small>V. B. RECTOR</small>



PLANTA DE ARMADO DE LOSA DE ENTREPISO

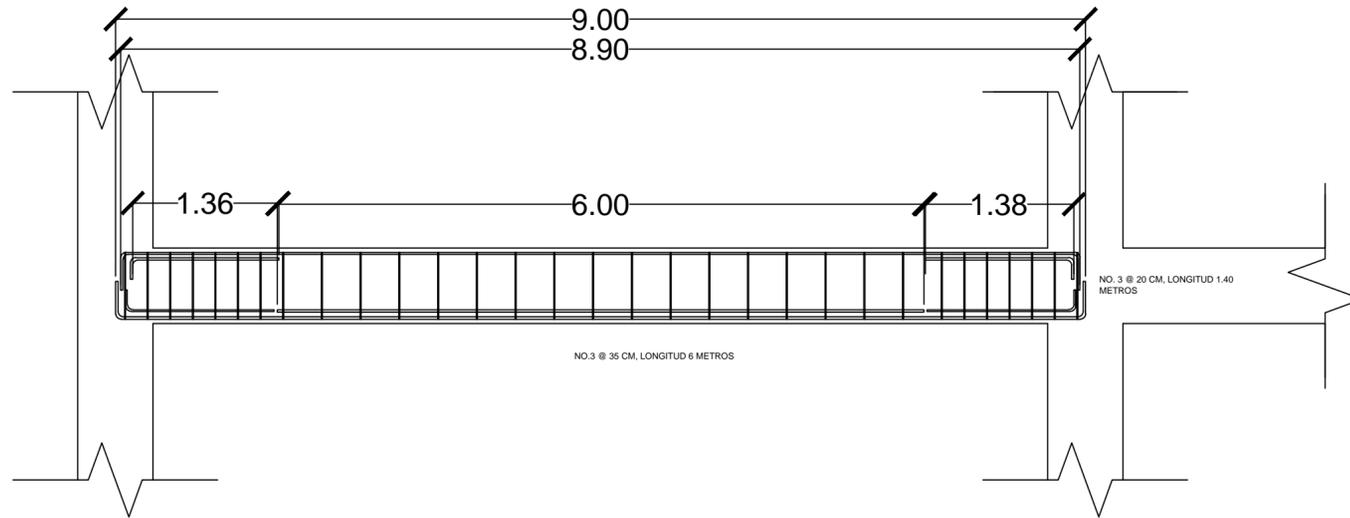
ESCALA 1/30



SECCION D-D': DISPOSICION DE BOVEDILLA EN LOSA

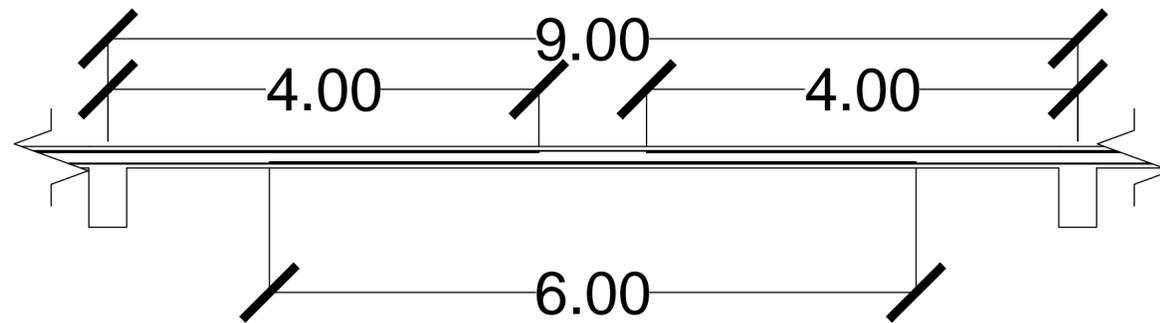
ESCALA 1/15

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-</small>	EPS
	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30 REVISO: ING. OSCAR ARGUETA	PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12
CONTENIDO: ARMADO DE LOSA DE PRIMER NIVEL	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA	HOJA: 09 TOTAL HOJAS: 20
<small>V. B. DIRECTOR</small>	<small>V. B. COMISION</small>	<small>V. B. RECTOR</small>



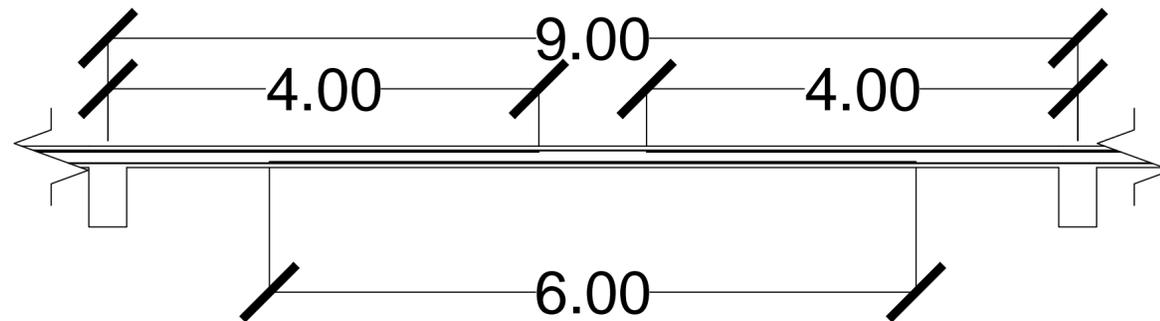
DETALLE DE ARMADO LONGITUDINAL DE VIGAS

ESCALA 1/10



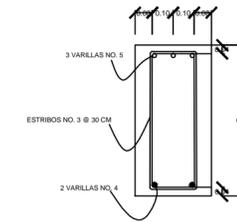
DETALLE DE ARMADO NERVIOS DE TECHO

ESCALA 1/10



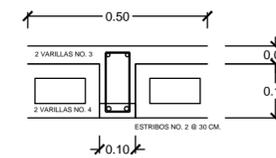
DETALLE DE ARMADO NERVIOS DE ENTREPISO

ESCALA 1/10



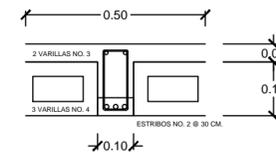
ARMADO TRANSVERSAL DE VIGAS

ESCALA 1/5



DETALLE NERVIOS DE TECHO

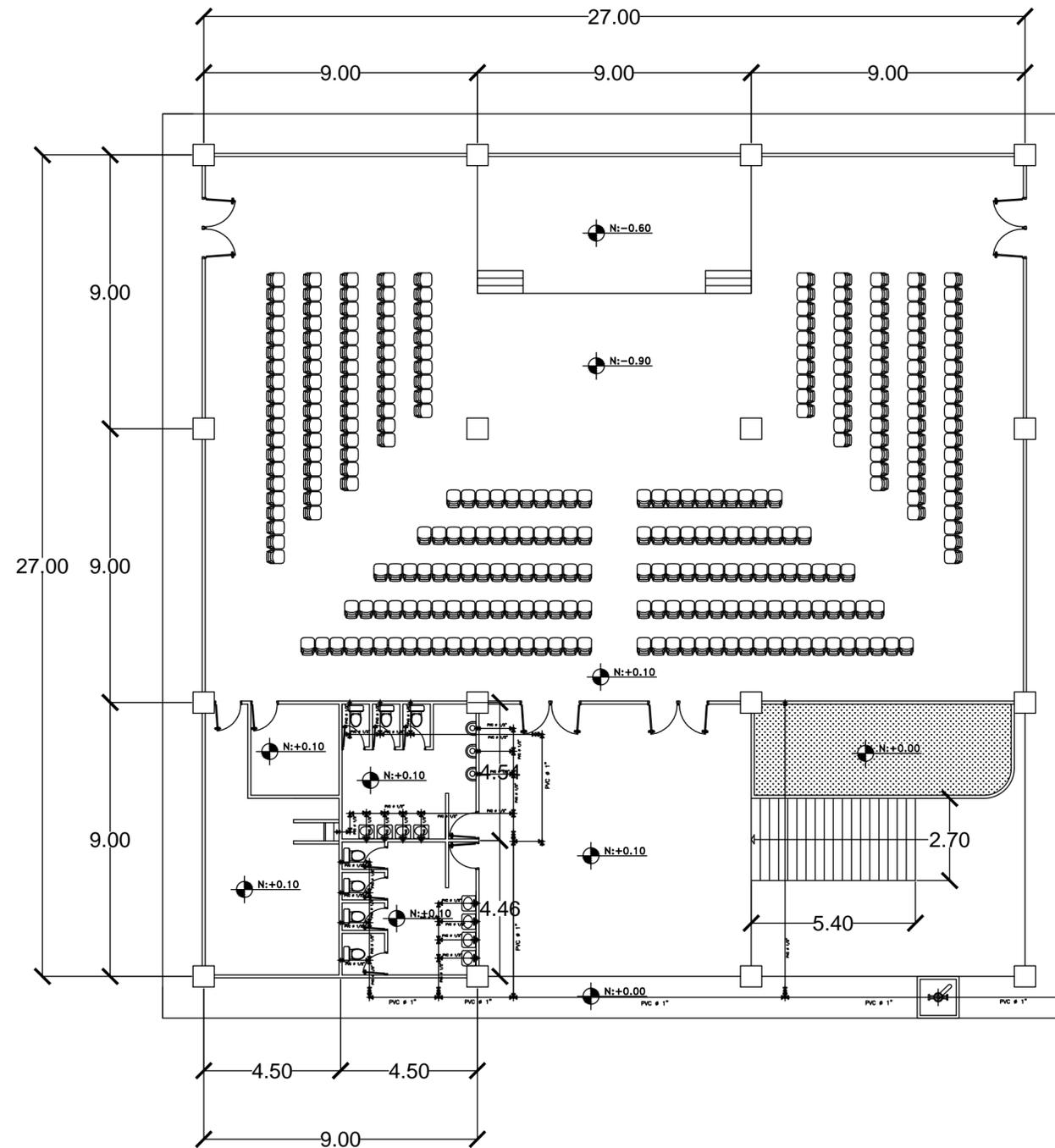
ESCALA 1/3



DETALLES DE NERVIO DE ENTREPISO

ESCALA 1/5

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-		EPS
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12 CONTENIDO: DETALLE DE NERVIOS Y VIGAS	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: VARIAS REVISO: ING. OSCAR ARGUETA COORDINADOR INFRAESTRUCTURA: _____ DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA: _____	HOJA: 10 TOTAL HOJAS: 20
Vb. DIRECTOR _____ Vb. COMISION _____ Vb. RECTOR _____		

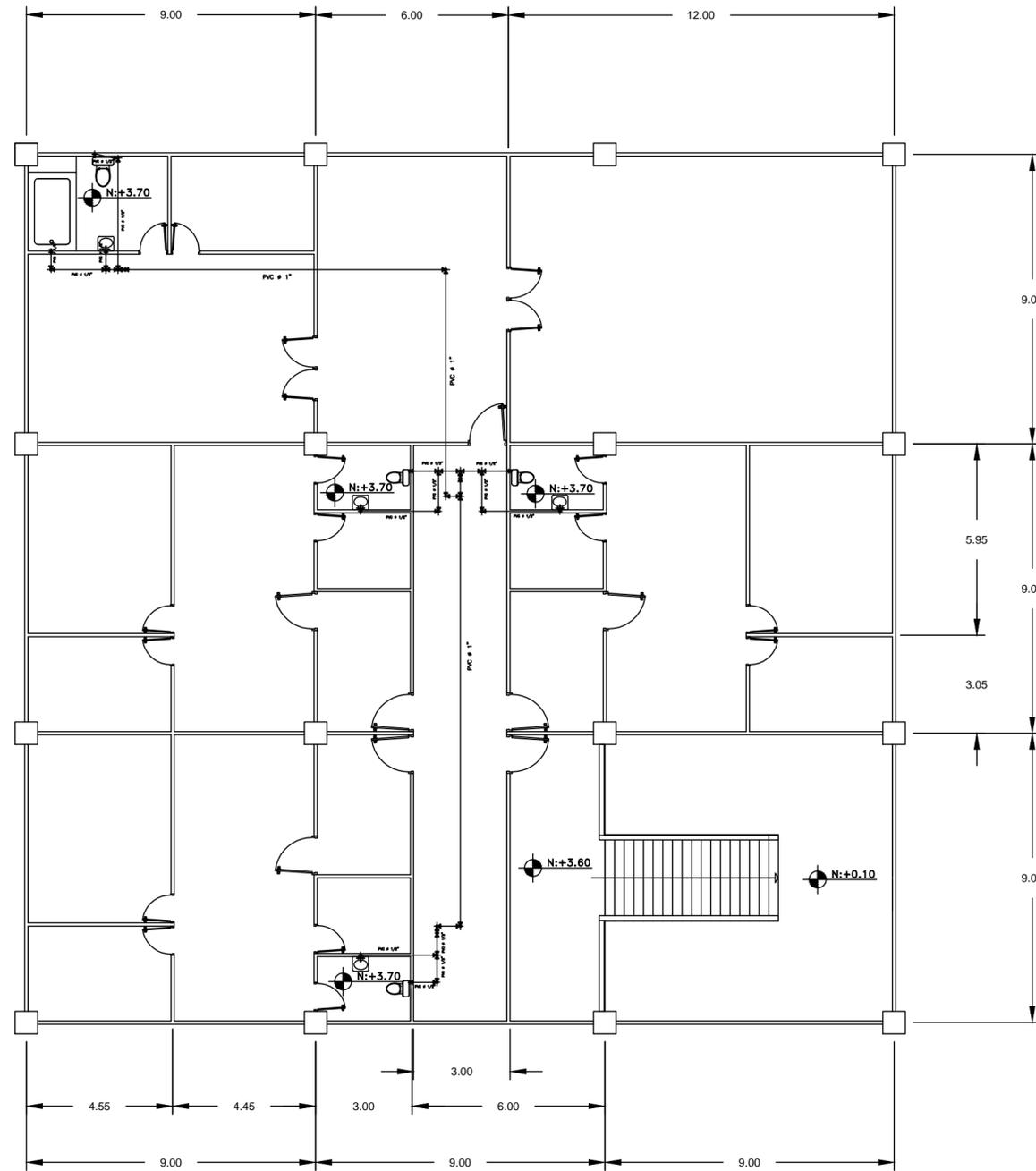


SISTEMA DE AGUA POTABLE PRIMER NIVEL

ESCALA 1/30

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CODO PVC A 90°, Ø DE 1/2", EN PLANTA
	CODO PVC A 90°, Ø DE 1", EN PERFIL
	REDUCIDOR PVC, Ø DE 1" A 1/2"
	TEE PVC, Ø DE 1"
	LLAVE DE BOLA Ø DE 1", EN CAJA DE CONCRETO
	TUBERIA PVC DE AGUA POTABLE, Ø DE 1/2"
	TUBERIA PVC DE AGUA POTABLE, Ø DE 1"

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-		EPS
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		DISEÑO: Pablo del Cid		HOJA:
LOCALIZACIÓN: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		CALCULO: Pablo del Cid		11
CONTENIDO: AGUA POTABLE		DIBUJO: Pablo del Cid		20
COORDINADOR INFRAESTRUCTURA:		FECHA: ENERO 2012		DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA:
REVISOR: ING. OSCAR ARGUETA		ESCALA: 1:30		TOTAL HOJAS:
V.O. DIRECTOR:		V.O. COMISIÓN:		V.O. RECTOR:

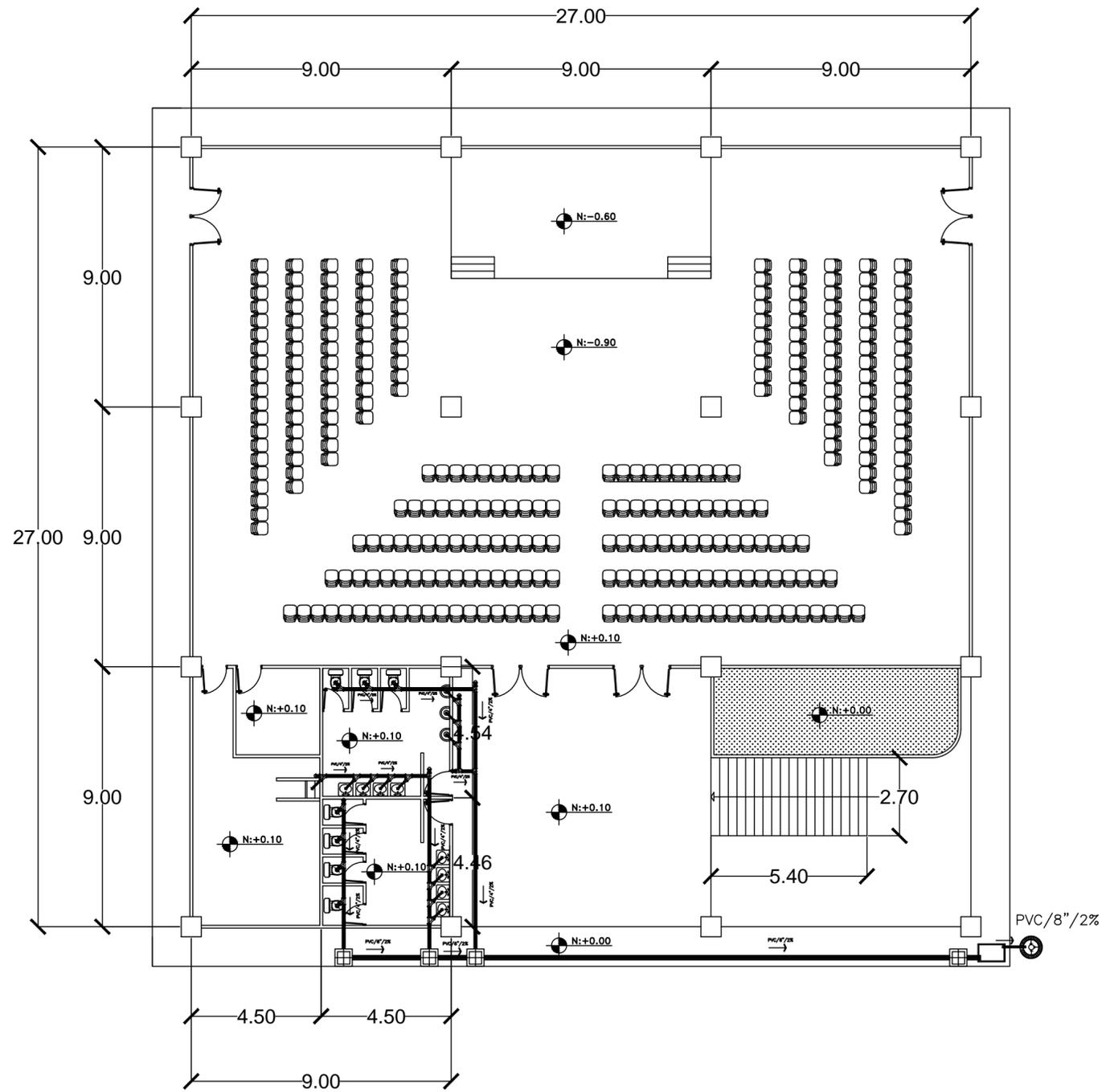


NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CODO PVC A 90°, # DE 1/2", EN PLANTA
	CODO PVC A 90°, # DE 1", EN PERFIL
	REDUCIDOR PVC, # DE 1" A 1/2"
	TEE PVC, # DE 1"
	TUBERIA PVC DE AGUA POTABLE, # DE 1/2"
	TUBERIA PVC DE AGUA POTABLE, # DE 1"

SISTEMA DE AGUA POTABLE SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/30

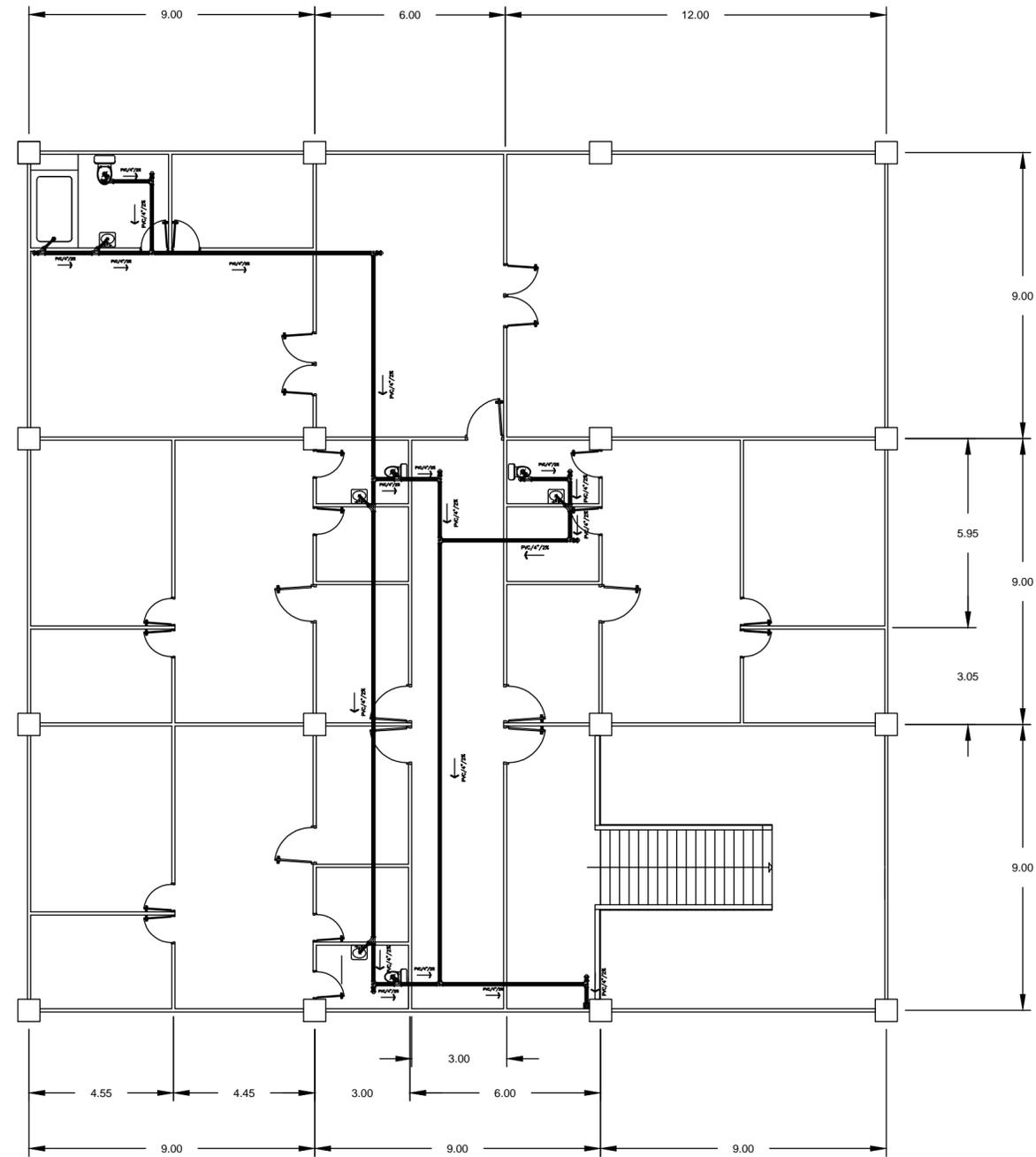
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS	EPS
	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30 REVISO: ING. OSCAR ARGUETA	
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		COORDINADOR INFRAESTRUCTURA DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA
CONTENIDO: AGUA POTABLE		HOJA: 12 TOTAL HOJAS: 20
V. B. DIRECTOR V. B. COMISION V. B. RECTOR		



DRENAJE SANITARIO PRIMER NIVEL

ESCALA 1/30

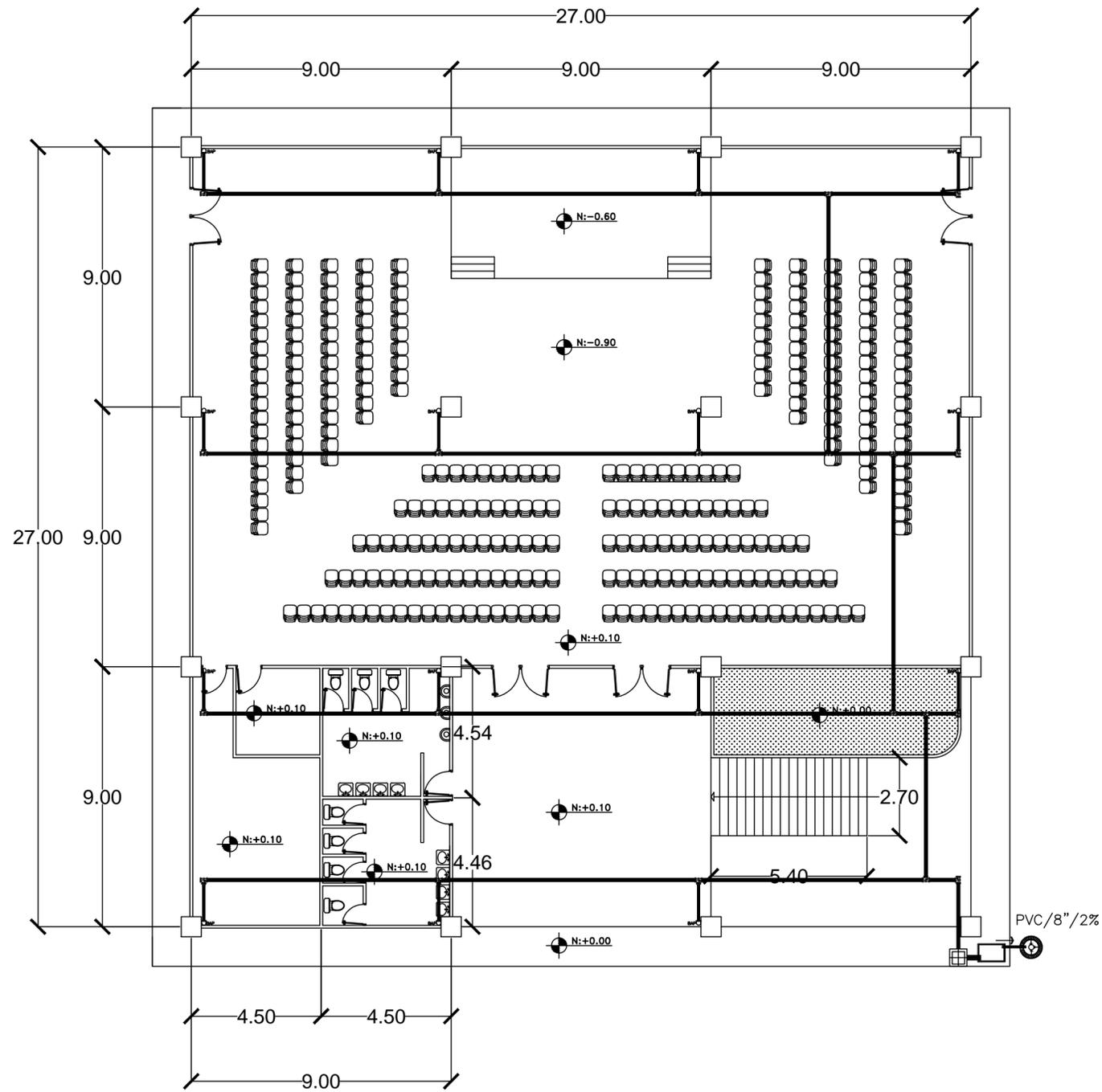
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-</small>		EPS	
<small>PROYECTO:</small> AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		<small>LOCALIZACION:</small> CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12	
<small>CONTENIDO:</small> DRENAJE SANITARIO		<small>COORDINADOR INFRAESTRUCTURA</small> <small>DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA</small>	<small>HOJA:</small> 13 <small>TOTAL HOJAS:</small> 20
<small>V. B. DIRECTOR</small>	<small>V. B. COMISION</small>	<small>V. B. RECTOR</small>	



DRENAJE SANITARIO SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/30

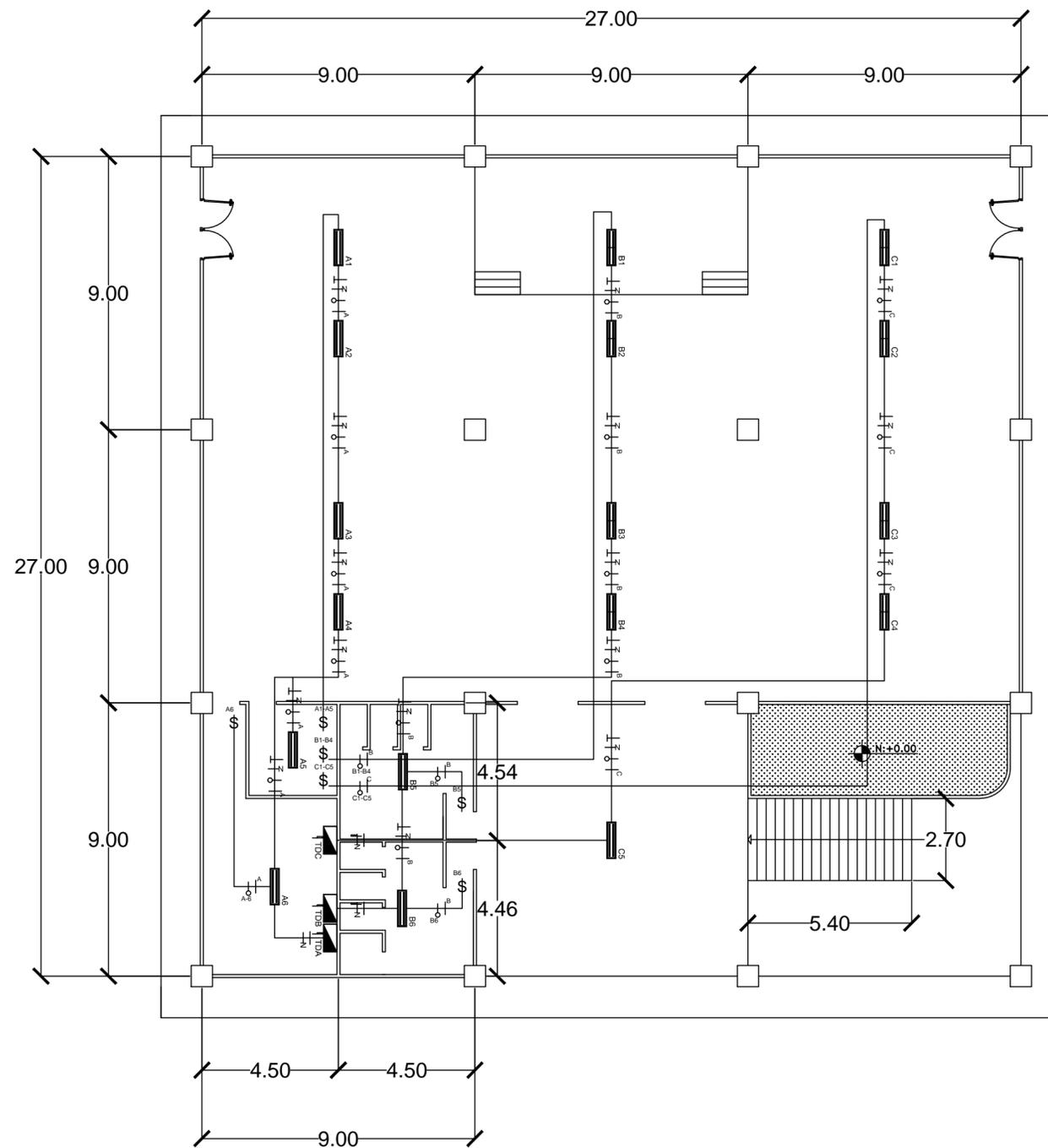
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS</small>		EPS	
		<small>DISEÑO:</small> Pablo del Cid <small>CALCULO:</small> Pablo del Cid <small>DIBUJO:</small> Pablo del Cid	<small>FECHA:</small> ENERO 2012 <small>ESCALA:</small> 1:30
<small>PROYECTO:</small> AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		<small>LOCALIZACION:</small> CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12	
<small>CONTENIDO:</small> DRENAJE SANITARIO		<small>COORDINADOR INFRAESTRUCTURA</small> _____	<small>HOJA:</small> 14 <small>TOTAL HOJAS</small> 20
<small>VO. Bn. DIRECTOR</small> _____		<small>VO. Bn. COMISION</small> _____	<small>VO. Bn. RECTOR</small> _____



DRENAJE PLUVIAL PRIMER NIVEL

ESCALA 1/30

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-</small>		EPS	
<small>PROYECTO:</small> AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		<small>LOCALIZACION:</small> CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12	
<small>CONTENIDO:</small> DRENAJE PLUVIAL		<small>COORDINADOR INFRAESTRUCTURA</small> _____	<small>HOJA:</small> 15 <small>TOTAL HOJAS</small> 20
<small>V. B. DIRECTOR</small> _____	<small>V. B. COMISION</small> _____	<small>V. B. RECTOR</small> _____	<small>DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA</small> _____



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TUBERIA PVC ELECTRICO Ø 1" FUERA DE LOSA PARA LUMINARIAS.
	TABLARO DE DISTRIBUCION TRIFASICO DE 24 POLOS
A1	INDICA EL CIRCUITO Y EL NUMERO DE CADA UNIDAD
	FLUORESCENTE DE 2 x 40w TIPO INDUSTRIAL
	PLAFONERA
	LAMPARA DE EMERGENCIA TIPO REFLECTOR
	INTERRUPTOR SIMPLE
	LINEA RETORNO
	LINEA POSITIVO
	LINEA TIERRA

TABLERO 1	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
A	12 UNIDADES

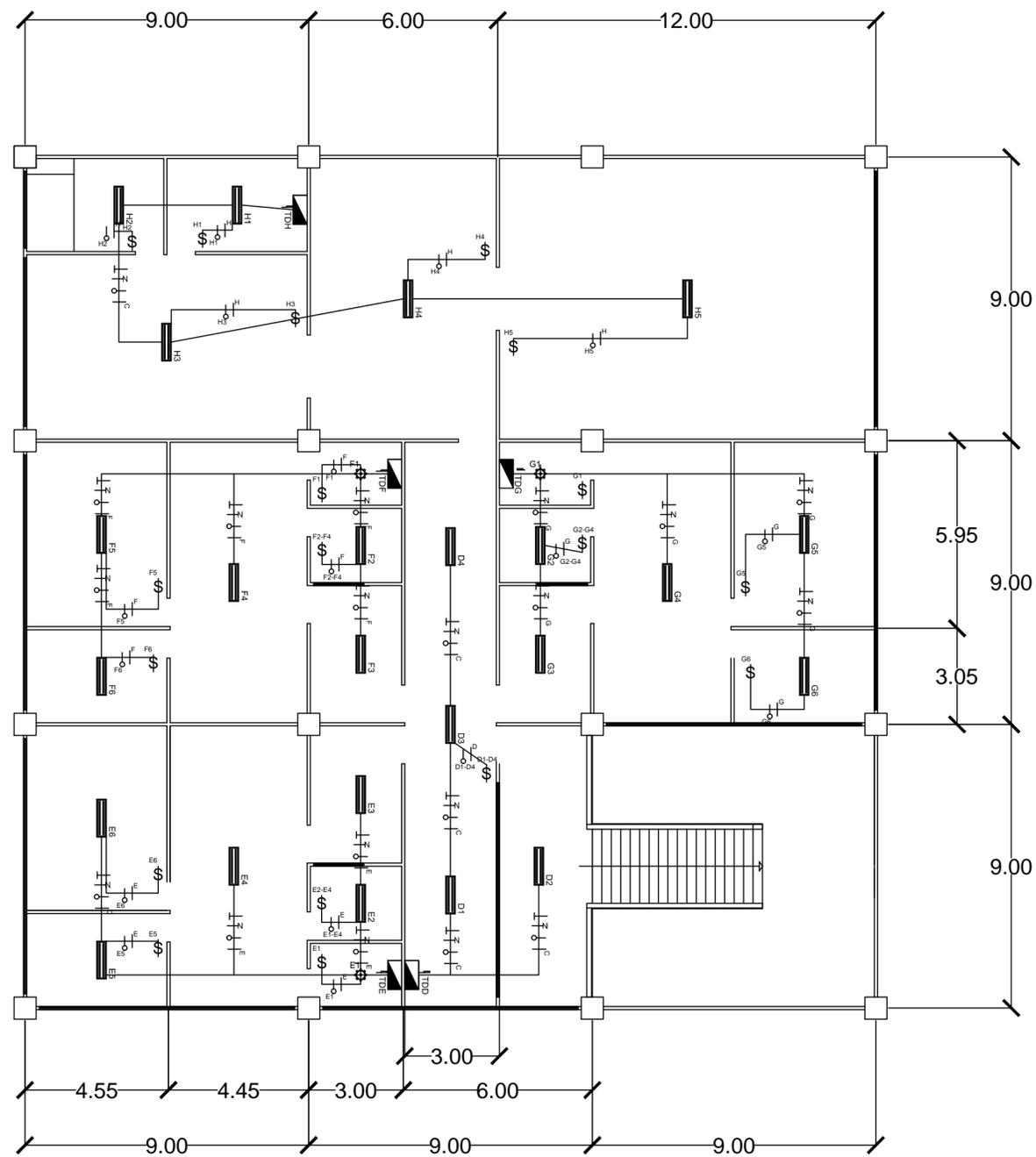
TABLERO 2	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
B	12 UNIDADES

TABLERO 3	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
C	10 UNIDADES

ILUMINACION PRIMER NIVEL

ESCALA 1/30

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-</small>	EPS
	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30 REVISO: ING. OSCAR ARGUETA	
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA		
LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12		
CONTENIDO: ILUMINACION	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA: _____ DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA: _____	HOJA: 16 <small>TOTAL HOJAS</small> 20
<small>V. B. DIRECTOR</small>	<small>V. B. COMISION</small>	<small>V. B. RECTOR</small>



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TUBERIA PVC ELECTRICO Ø 1" FUERA DE LOSA PARA LUMINARIAS.
	TABLERO DE DISTRIBUCION TRIFASICO DE 24 POLOS.
A1	INDICA EL CIRCUITO Y EL NUMERO DE CADA UNIDAD
	FLUORESCENTE DE 2 x 40w TIPO INDUSTRIAL
	PLAFONERA
	LAMPARA DE EMERGENCIA TIPO REFLECTOR
	INTERRUPTOR SIMPLE
	LINEA RETORNO
	LINEA POSITIVO
	LINEA TIERRA

TABLERO 1	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
D	8 UNIDADES

TABLERO 2	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
E	11 UNIDADES

TABLERO 3	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
F	11 UNIDADES

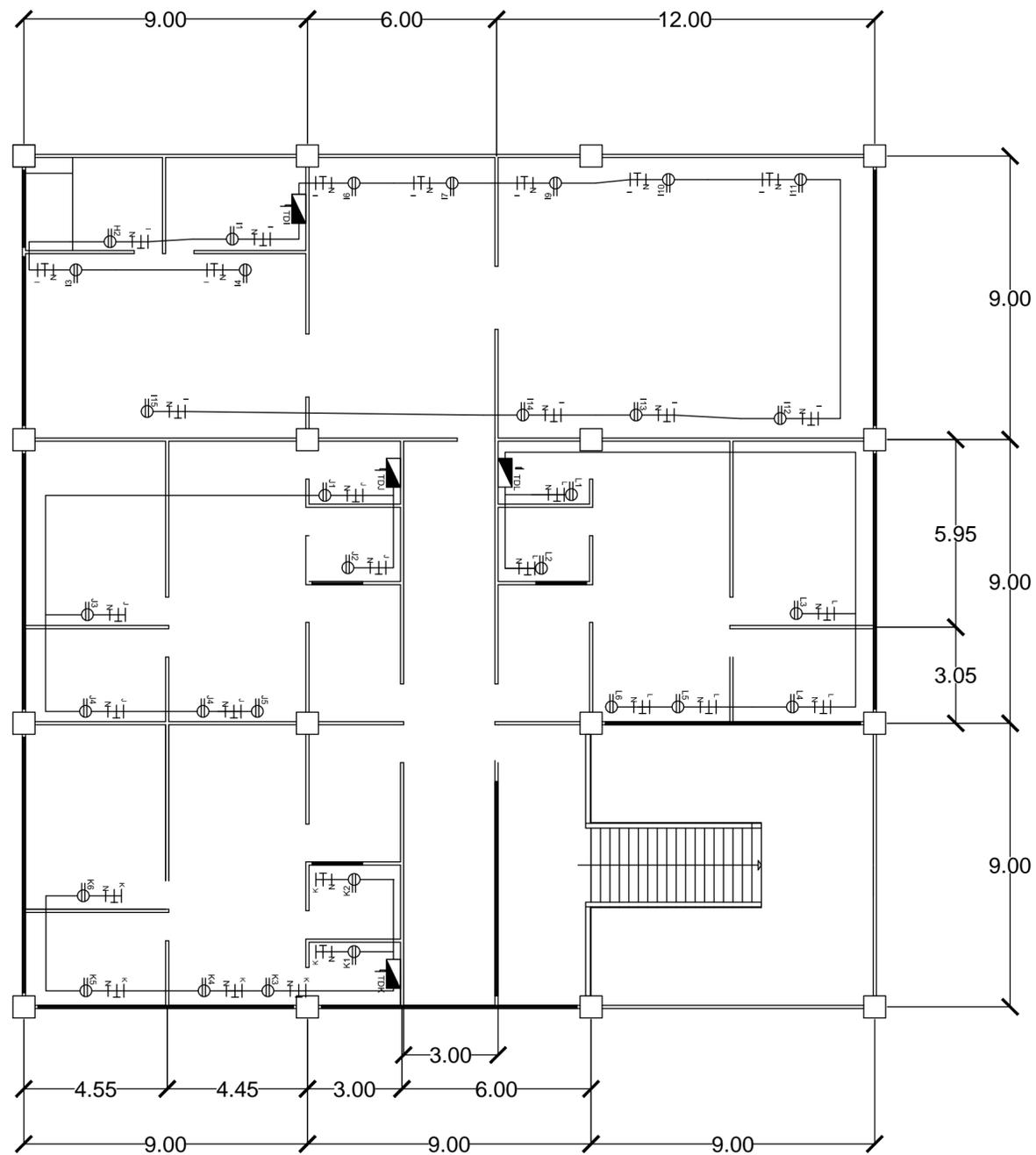
TABLERO 3	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
G	11 UNIDADES

TABLERO 3	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
H	10 UNIDADES

ILUMINACION SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/30

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-	EPS
	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30 REVISO: ING. OSCAR ARGUETA	HOJA: 17 <small>TOTAL HOJAS</small> 20
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12 CONTENIDO: ILUMINACION	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA	V. B. DIRECTOR V. B. COMISION V. B. RECTOR



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
—	TUBERIA POLIDUCTO Ø 1/2" DENTRO DE LOSA PARA LUMINARIAS.
⎓	LINEA NEUTRO
⊥	LINEA DE TIERRA
	FUERZA
⊕	TOMACORRIENTE POLARIZADO 110V
A1	INDICA EL CIRCUITO Y EL NUMERO DE CADA UNIDAD
⊙	TOMACORRIENTE POLARIZADO 240V
—	TUBERIA EN LOSA
⏚	TABLERO DE DISTRIBUCION TRIFASICO DE 24 POLOS
□	REGISTROS RECTANGULARES

TABLERO 1	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
I	15 UNIDADES

TABLERO 2	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
J	6 UNIDADES

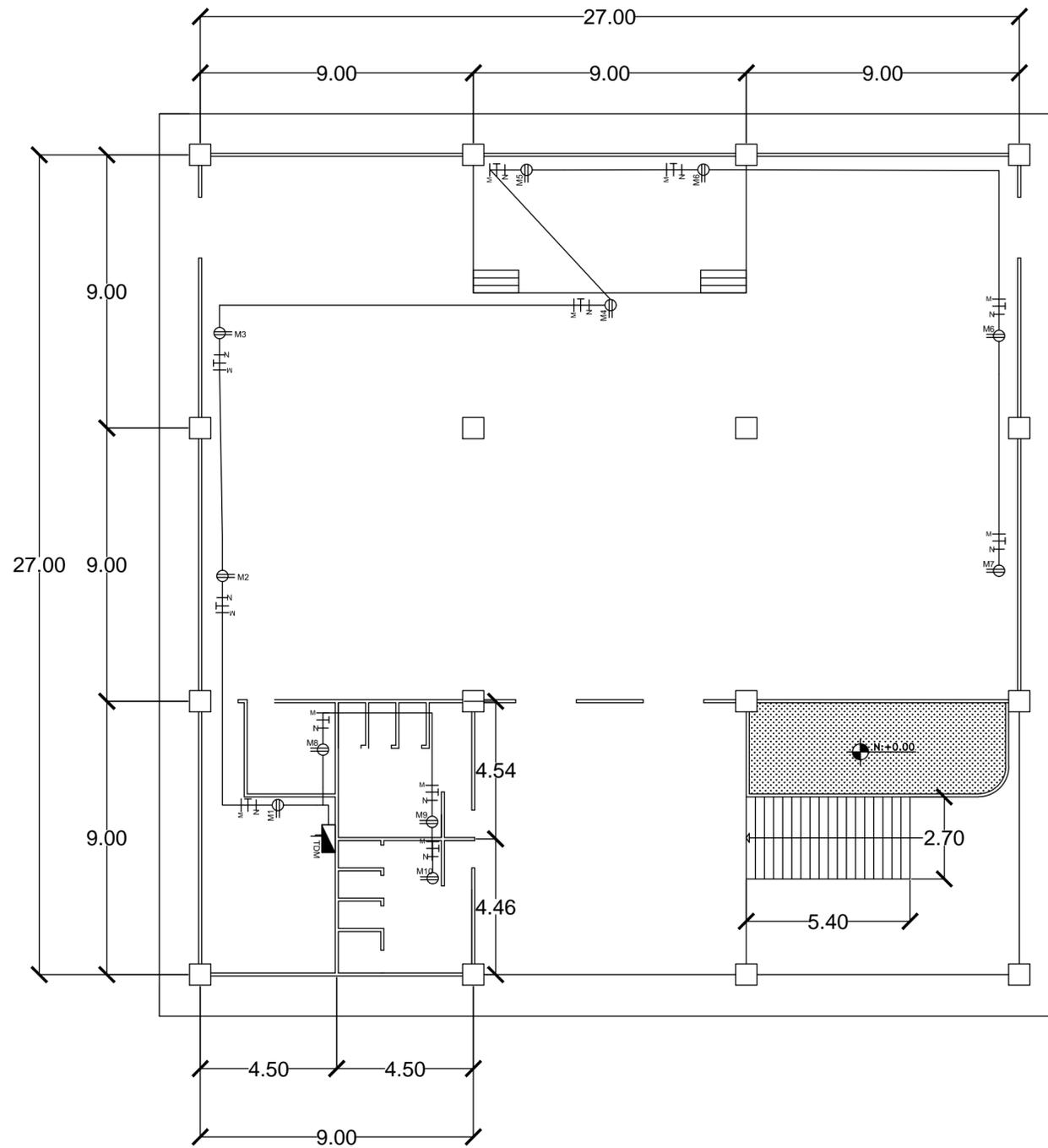
TABLERO 3	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
K	6 UNIDADES

TABLERO 3	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
L	6 UNIDADES

□ FUERZA SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/30

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS</small>	EPS
	PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30 REVISO: ING. OSCAR ARGUETA
CONTENIDO: FUERZA	V. B. DIRECTOR V. B. COMISION V. B. RECTOR	



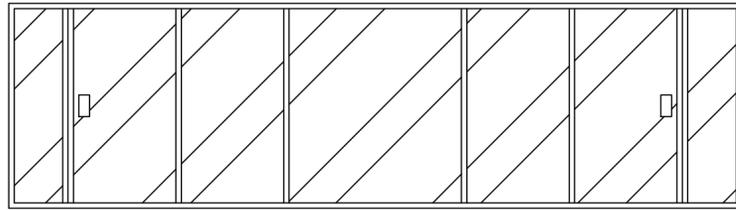
FUERZA PRIMER NIVEL

ESCALA 1/30

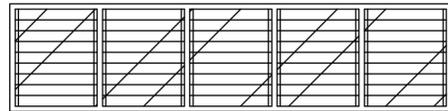
SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
	TUBERIA POLIDUCTO Ø 1/2"
	FUERA DE LOSA PARA LUMINARIAS.
	LINEA NEUTRO
	LINEA DE TIERRA
	FUERZA
	TOMACORRIENTE POLARIZADO 110V
	INDICA EL CIRCUITO Y EL NUMERO DE CADA UNIDAD
	TABLERO DE DISTRIBUCION TRIFASICO DE 24 POLOS

TABLERO 1	
CIRCUITOS	No. DE UNIDADES
M	12 UNIDADES

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-</small>	EPS
	PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12 CONTENIDO: FUERZA	DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:30 REVISO: ING. OSCAR ARGUETA
<small>Vs. Bn. DIRECTOR</small>	<small>Vs. Bn. COMISION</small>	<small>Vs. Bn. RECTOR</small>



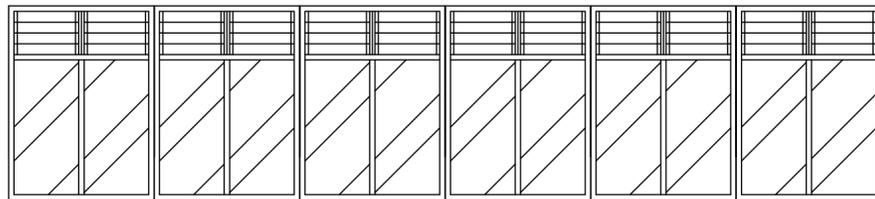
VENTANA DE RECEPCION
ESCALA 1/5



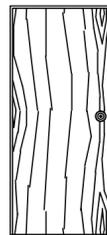
VENTANAS DE BAÑOS PRIMER NIVEL
ESCALA 1/5



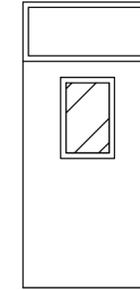
VENTANAS DE AUDITORIUM
ESCALA 1/5



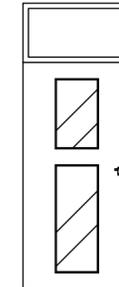
VENTANAS DEL SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1/5



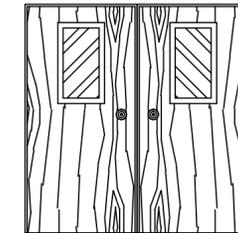
PUERTAS DE BAÑOS (0.90 X 1.20 M)
ESCALA 1/5



PUERTA DE RECEPCION (1.20 X 2.65 M)
ESCALA 1/5



PUERTAS DE OFICINA (1 X 2.65 M)
ESCALA 1/5



PUERTAS DE AUDITORIUM (0.90 X 2 M)
ESCALA 1/5

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small>UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO - EPS-</small>		EPS
DISEÑO: Pablo del Cid CALCULO: Pablo del Cid DIBUJO: Pablo del Cid FECHA: ENERO 2012 ESCALA: 1:5	REVISÓ: ING. OSCAR ARGUETA	
PROYECTO: AUDITORIUM FAC. CCQQ Y FARMACIA LOCALIZACIÓN: CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12	COORDINADOR INFRAESTRUCTURA DIRECTOR UNIDAD EJECUTORA	HOJA: 20 TOTAL HOJAS: 20
CONTENIDO: DETALLE DE PUERTAS Y VENTANAS	V. B. DIRECTOR V. B. COMISIÓN V. B. RECTOR	