



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

**DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA  
CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA  
LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA,  
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

**Sergio Alejandro Martínez Zelaya**

Asesorado por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, marzo de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA  
CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA  
LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA,  
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**SERGIO ALEJANDRO MARTÍNEZ ZELAYA**  
ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo
SECRETARIA	Inga. Marcía Ivónne Veliz Vargas

## **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 DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 12 de agosto de 2009.



**SERGIO ALEJANDRO MARTÍNEZ ZELAYA**



Guatemala 05 de julio de 2010.  
Ref.EPS.DOC.694.07.10.

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 **Sergio Alejandro Martínez Zelaya** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200412847**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**.

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. Angel Roberto Sic Garcia  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
ARSG/ra



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



Guatemala,  
13 de septiembre de 2010

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Guatemala

Estimado Ingeniero Montenegro,

Atentamente y por este medio, envío a usted, el trabajo de graduación desarrollado por el estudiante Sergio Alejandro Martínez Zelaya, titulado DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.

Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley del referido trabajo; y extendiendo la APROBACIÓN DEL MISMO, por parte del Asesor Ing. Ángel Roberto Sic García y habiéndose efectuado todas las observaciones técnicas, el suscrito lo da por APROBADO, solicitándole darle el trámite respectivo.

DE Y ENSEÑADO A TODOS  
  
Ing. Rafael Enrique Morán Ochoa  
Revisor por el Departamento de Hidráulica

/bbdeb.

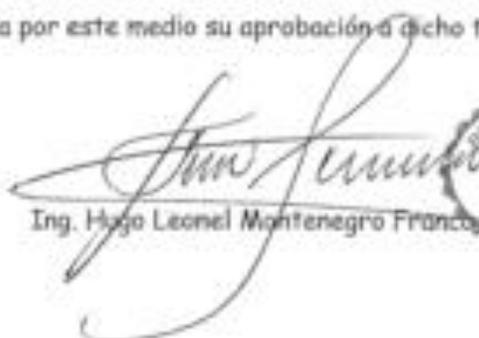
PROGRAMA DE  
INGENIERIA CIVIL  
ACREDITADO POR



ASOCIACIÓN  
Guatemalteca de  
Arquitectos  
y de Ingenieros



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Ángel Roberto Sic García y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Sergio Alejandro Martínez Zelaya, titulado DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo de 2011

/bbdeb.



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



Guatemala,  
22 de septiembre de 2010

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Guatemala

Estimado Ingeniero Montenegro,

Le informo que he revisado el trabajo de graduación: DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIJUMULA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Sergio Alejandro Martínez Zelaya, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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.

YO Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Donald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras

Donald Z. Calzado C.  
Ingeniero Civil  
Colegiado No. 200

/s/obdo.

PROGRAMA DE  
INGENIERIA CIVIL  
ACREDITADO POR

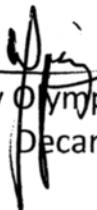




DTG. 086.2011

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 DRENAJE SANITARIO PARA LA ALDEA CACAHUATEPEQUE Y EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES PARA LA ALDEA EL OBRAJE, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, presentado por el estudiante universitario **Sergio Alejandro Martínez Zelaya**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

  
Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, 29 de marzo de 2011

/gdech

## **AGRADECIMIENTO A:**

**ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA** Por su apoyo y valiosa asesoría en el desarrollo del presente trabajo.

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE  
LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS** Por ser mi casa de estudios.

Y para todas esas personas que de alguna u otra forma prestaron su ayuda y colaboración para el desarrollo del presente informe del EPS.

## **ACTO QUE DEDICO A:**

### **DIOS**

Por todas las bendiciones derramadas en mi vida, su inmenso amor al permitirme el calor de mi familia y por ser la luminaria de mi camino.

### **MIS PADRES**

Lesbia Judith Zelaya Azurdia, Isaías Martínez. Por su amor, ayuda y ejemplo, que esto sea una mínima recompensa a sus esfuerzos.

### **MIS HERMANOS**

Raúl Isaías Martínez Zelaya  
Leslie Edelmira Martínez Zelaya (†)  
Por su apoyo incondicional.

### **TODA MI FAMILIA**

Con cariño y respeto.

### **MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS**

Personas que de una u otra forma contribuyeron en el desarrollo del presente trabajo, por sus consejos, apoyo, ayuda y el cariño incondicional que me brindaron. Gracias, mil gracias.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	I
LISTA DE SÍMBOLOS	V
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula	1
1.1.1. Generalidades	1
1.1.1.1. Límites y localización	1
1.1.1.2. Accesos y comunicaciones	3
1.1.1.3. División político administrativa	3
1.1.1.4. Aspectos climáticos e hidrológicos	5
1.1.1.5. Servicios públicos	6
1.1.1.6. Actividades económicas	8
1.1.1.7. Población	9
1.1.2. Principales necesidades del municipio	9
1.1.2.1. Descripción de necesidades	9
1.1.2.2. Priorización de necesidades	10
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1. Diseño del drenaje sanitario para la aldea Cacahuatepeque, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula	13
2.1.1. Descripción del proyecto	13

2.1.2.	Levantamiento topográfico	14
2.1.2.1.	Altimetría	14
2.1.2.2.	Planimetría	15
2.1.3.	Período de diseño	15
2.1.4.	Cálculo de población futura	15
2.1.5.	Factor de Hardmond	16
2.1.6.	Parámetros de diseño	17
2.1.6.1.	Dotación	17
2.1.6.2.	Factor de retorno	17
2.1.6.3.	Factor de caudal medio	18
2.1.6.4.	Caudal sanitario	19
2.1.6.4.1.	Caudal domiciliario	19
2.1.6.4.2.	Caudal comercial	19
2.1.6.4.3.	Caudal de infiltración	20
2.1.6.4.4.	Caudal de diseño	20
2.1.7.	Relación de diámetros y caudales	21
2.1.8.	Velocidades mínimas y máximas	21
2.1.9.	Cotas invert	21
2.1.10.	Pozos de visita	22
2.1.10.1.	Especificaciones de colocación	24
2.1.10.2.	Especificaciones físicas	24
2.1.10.3.	Normas y recomendaciones	27
2.1.10.4.	Volumen de excavación	27
2.1.11.	Conexiones domiciliarias	28
2.1.12.	Diseño de la red de alcantarillado	30
2.1.13.	Diseño de fosa séptica	36
2.1.13.1.	Capacidad de la fosa	36
2.1.13.2.	Dispositivos de entrada y salida	37
2.1.13.3.	Dimensiones de la fosa	38

2.1.13.4.	Construcción de la fosa séptica	38
2.1.13.5.	Funcionamiento y conservación de la fosa séptica	39
2.1.14.	Obras de protección	40
2.1.15.	Estudio de impacto ambiental	41
2.1.16.	Evaluación socio-económica	42
2.1.16.1.	Valor presente neto	43
2.1.16.2.	Tasa interna de retorno	45
2.1.16.3.	Relación costo-beneficio	47
2.1.17.	Presupuesto	48
2.1.18.	Cronograma de avance físico y financiero	49
2.2.	Diseño de la edificación de tres niveles para la aldea El Obraje, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula	50
2.2.1.	Descripción del proyecto	50
2.2.2.	Investigación preliminar	50
2.2.2.1.	Terreno disponible	50
2.2.2.2.	Análisis de suelos	51
2.2.2.2.1.	Ensayo triaxial	51
2.2.3.	Diseño arquitectónico	53
2.2.3.1.	Ubicación del edificio en el terreno	53
2.2.3.2.	Distribución de ambientes	54
2.2.3.3.	Altura del edificio	54
2.2.3.4.	Selección del sistema estructural a usar	54
2.2.4.	Análisis estructural	55
2.2.4.1.	Pre-dimensionamiento estructural	55
2.2.4.1.1.	Losas	55
2.2.4.1.2.	Vigas	56
2.2.4.1.3.	Columnas	56

2.2.4.2.	Modelos matemáticos de marcos rígidos	58
2.2.4.3.	Cargas aplicadas a marcos rígidos	60
2.2.4.3.1.	Cargas verticales	60
2.2.4.3.1.1.	Cargas vivas	61
2.2.4.3.1.2.	Cargas muertas	61
2.2.4.3.2.	Cargas horizontales	62
2.2.4.3.2.1.	Cargas sísmicas	63
2.2.4.4.	Integración de cargas	63
2.2.4.4.1.	Integración de carga vertical	63
2.2.4.4.1.1.	Método de áreas tributarias	63
2.2.4.4.2.	Integración de carga horizontal	69
2.2.4.4.2.1.	Método estático equivalente o corte basal	70
2.2.4.4.2.2.	Fuerzas por nivel	77
2.2.4.4.2.3.	Fuerzas por marco	80
2.2.4.5.	Análisis de marcos rígidos utilizando un <i>software</i> y comprobación por un método numérico	91
2.2.4.6.	Momentos últimos por envolvente de momentos	100
2.2.4.7.	Diagramas de momentos y cortes últimos	100
2.2.5.	Diseño estructural	104
2.2.5.1.	Diseño de losas	106
2.2.5.2.	Diseño de vigas	117
2.2.5.3.	Diseño de columnas	123
2.2.5.4.	Diseño de muros	133
2.2.5.5.	Diseño de cimentación	136
2.2.5.6.	Diseño de escaleras	143

2.2.6.	Instalaciones eléctricas	148
2.2.7.	Instalaciones hidráulicas	148
2.2.8.	Planos constructivos	148
2.2.9.	Presupuesto por renglones	149
2.2.10.	Cronograma de avance físico	151
CONCLUSIONES		153
RECOMENDACIONES		155
BIBLIOGRAFÍA		157
APÉNDICE		159
ANEXOS		211



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Mapa del municipio de Ipala	2
2.	Partes de un pozo de visita	23
3.	Pozo de visita $\phi_A = \phi_B$	25
4.	Pozo de visita $\phi_A > \phi_B$	25
5.	Pozo de visita $\phi_A = \phi_B = \phi_C$	26
6.	Conexión domiciliar	29
7.	Dimensiones de fosa séptica por cámaras	38
8.	Ubicación del edificio en el terreno	53
9.	Planta del área tributaria de la columna crítica	57
10.	Marco rígido B sentido X	59
11.	Marco rígido 2 sentido Y	59
12.	Área tributaria para integración de carga vertical sobre vigas	64
13.	Integración de carga vertical y modelo matemático, de marco dúctil típico sentido X (marco B)	68
14.	Integración de carga vertical y modelo matemático, de marco dúctil típico sentido Y (marco 2)	69
15.	Centro de masa de la edificación	83
16.	Carga sísmica en el marco B en el sentido X	90
17.	Carga sísmica en el marco 2 en el sentido Y	91
18.	Combinación de carga para marco B en el sentido X	92
19.	Rigideces de elementos en el marco B	94
20.	Método de Cross aplicado al marco B	97
21.	Momentos del marco B mediante el método de Cross para la combinación de cargas 1.2 Cm + 1.6 CV	98

22.	Momentos del marco B mediante el programa Sap 2000 para la combinación de cargas 1.2 Cm + 1.6 CV	99
23.	Diagrama de envolvente de momentos marco B sentido X	101
24.	Diagrama de envolvente de momentos marco 2 sentido Y	102
25.	Diagrama de corte debido a la envolvente de momentos marco B sentido X	103
26.	Diagrama de corte debido a la envolvente de momentos marco 2 sentido Y	104
27.	Planta distribución de losas	107
28.	Momentos en losas unidireccionales	109
29.	Diagrama de momentos actuantes en losa típica nivel 2	111
30.	Diagrama de momentos balanceados en losa típica nivel 2	114
31.	Diagrama de momentos para diseño de viga a flexión	118
32.	Diagrama de corte para diseño de viga	121
33.	Área de corte simple	140
34.	Área de corte punzonante	141
35.	Dimensiones módulo de gradas	145

## TABLAS

I	Aldeas, caseríos y fincas del municipio de Ipala	4
II	Integración precios unitarios totales	48
III	Cronograma de avance físico y financiero	49
IV	Cálculo de fuerzas por nivel	79
V	Cálculo del centro de masa	83
VI	Cálculo del centro de rigidez sentido X en segundo y tercer nivel	86
VII	Cálculo del centro de rigidez sentido Y en segundo y tercer nivel	87
VIII	Cálculo del centro de rigidez sentido X en el primer nivel	87

IX	Cálculo del centro de rigidez sentido Y en el primer nivel	87
X	Fuerza torsional y fuerza total por marco en el tercer nivel eje X	88
XI	Fuerza torsional y fuerza total por marco en el tercer nivel eje Y	89
XII	Fuerza torsional y fuerza total por marco en el segundo nivel eje X	89
XIII	Fuerza torsional y fuerza total por marco en el segundo nivel eje Y	89
XIV	Fuerza torsional y fuerza total por marco en primer nivel eje X	89
XV	Fuerza torsional y fuerza total por marco en primer nivel eje Y	90
XVI	Distribución del refuerzo en losa típica segundo nivel	116
XVII	Refuerzo mínimo para muros de mampostería	134
XVIII	Separación máxima de refuerzos interbloque para paredes de mampostería	134
XIX	Integración precios unitarios totales	149
XX	Cronograma de avance físico	151



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>
<b>HI</b>	Altura del instrumento
<b>b</b>	Ancho del elemento en sección
<b><math>\Phi</math></b>	Ángulo de fricción interna
<b>A</b>	Área
<b>As</b>	Área de acero de refuerzo
<b>Asmáx</b>	Área de acero máximo permitido
<b>Asmin</b>	Área de acero mínimo permitido
<b>Astemp</b>	Área de acero por temperatura
<b>Ap</b>	Área de punzonamiento
<b>Ag</b>	Área gruesa, área total de la sección
<b>At</b>	Área tributaria
<b>P</b>	Carga aplicada a la columna
<b>P'o</b>	Carga axial de resistencia de la columna
<b>PCR</b>	Carga crítica de pandeo de Euler
<b>P'u</b>	Carga de resistencia de la columna
<b>P'ux</b>	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex
<b>P'uy</b>	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey
<b>P'</b>	Carga de trabajo actuando en la columna
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CMu</b>	Carga muerta última
<b>CU</b>	Carga última columna
<b>Pu</b>	Carga última viga
<b>CV</b>	Carga viva

<b>CVu</b>	Carga viva última
<b>Q</b>	Caudal
<b>Qdis</b>	Caudal de diseño
<b>CG</b>	Centro de gravedad
<b>Cm</b>	Centro de masa
<b>CR</b>	Centro de rigidez
<b>C</b>	Coeficiente de cohesión del suelo
<b>P</b>	Coeficiente promedio que mide el grado de empotramiento a la rotación
<b>A</b>	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo superior
<b>K'x</b>	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido X
<b>K'y</b>	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido Y
<b>Vmáx</b>	Corte máximo actuante
<b>D</b>	Desplante del cimiento
<b>DH</b>	Distancia horizontal
<b>E</b>	Esbeltez de la columna
<b>S</b>	Espaciamiento del acero de refuerzo
<b>Est</b>	Estación
<b>e</b>	Excentricidad
<b>ex</b>	Excentricidad en el sentido X
<b>ey</b>	Excentricidad en el sentido Y
<b>Nc</b>	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
<b>Nq</b>	Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
<b>Ny</b>	Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
<b>Fcu</b>	Factor de carga última
<b>d</b>	Factor de flujo plástico del concreto
<b>Fni</b>	Fuerza por nivel, en el nivel i
<b>Hab</b>	Habitantes

<b>h</b>	Horas
<b>I o I<sub>g</sub></b>	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
<b>kg</b>	Kilogramo
<b>kg/cm<sup>2</sup></b>	Kilogramo por centímetro cuadrado
<b>l/hab/d</b>	Litros habitante día
<b>l/s</b>	Litros por segundo
<b>L<sub>o</sub></b>	Longitud de confinamiento de estribos
<b>L</b>	Longitud del elemento
<b>L<sub>u</sub></b>	Longitud libre de pandeo de la columna
<b>δ</b>	Magnificador de momentos
<b>m</b>	Metro (s)
<b>m/s</b>	Metros por segundo
<b>S<sub>x</sub></b>	Módulo de sección en el sentido X
<b>S<sub>y</sub></b>	Módulo de sección en el sentido Y
<b>M</b>	Momento
<b>M<sub>b</sub></b>	Momento balanceado
<b>M<sub>d</sub></b>	Momento de diseño (magnificado)
<b>M<sub>dx</sub></b>	Momento de diseño (magnificado) actuando en el sentido X
<b>M<sub>dy</sub></b>	Momento de diseño (magnificado) actuando en el sentido Y
<b>M<sub>CM</sub></b>	Momento inducido por la carga muerta
<b>M<sub>CV</sub></b>	Momento inducido por la carga viva
<b>M<sub>S</sub></b>	Momento inducido por la fuerza sísmica
<b>M(-)</b>	Momento negativo
<b>M(+)</b>	Momento positivo
<b>M<sub>x</sub></b>	Momento último actuando en el sentido X
<b>M<sub>y</sub></b>	Momento último actuando en el sentido Y
<b>d</b>	Peralte efectivo del elemento en sección
<b>d</b>	Peralte total del elemento en sección

<b><math>\gamma_s</math></b>	Peso específico del suelo
<b>Wc</b>	Peso volumétrico del concreto
<b>Ws</b>	Peso volumétrico del suelo
<b><math>\rho_{bal}</math></b>	Porcentaje de acero en la falla balanceada
<b><math>\rho_{m\acute{a}x}</math></b>	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
<b><math>\rho_{min}</math></b>	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
<b>pv</b>	Pozo de visita
<b><math>q_{m\acute{a}x}</math></b>	Presión máxima sobre el suelo
<b><math>q_{min}</math></b>	Presión mínima sobre el suelo
<b>q</b>	Presión sobre el suelo
<b>qu</b>	Presión última sobre el suelo
<b>in</b>	Pulgadas
<b>PV</b>	Punto de vuelta (en topografía)
<b>m</b>	Relación entre los claros de la losa
<b>f'c</b>	Resistencia a la compresión del concreto
<b>Fy</b>	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
<b>VR</b>	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
<b>R</b>	Rigidez de un elemento
<b>Ri</b>	Rigidez total del marco rígido i
<b>TIR</b>	Tasa interna de retorno
<b>Ton</b>	Toneladas
<b><math>\gamma</math></b>	Valor de la curva del diagrama de interacción
<b><math>\rho_{tu}</math></b>	Valor de la curva en el diagrama de iteración
<b>VPN</b>	Valor presente neto
<b>Vs</b>	Valor soporte del suelo

## GLOSARIO

<b>Aguas negras</b>	En general, se llama así a las aguas de deshechos provenientes de usos domésticos, comerciales e industriales.
<b>Alcantarillado sanitario</b>	Sistema que se utiliza para conducir únicamente aguas negras o servidas.
<b>Altimetría</b>	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de nivel existente entre puntos distintos de terreno o construcción.
<b>Análisis estructural</b>	Proceso que busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros.
<b>Azimut</b>	Es el ángulo formado por su dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado astronómicamente. El azimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.
<b>Caudal</b>	Es el volumen de agua que pasa en una sección de flujo por unidad de tiempo.

<b>Caudal de diseño</b>	Elevación, tramo por tramo, del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado. Está integrado por el caudal máximo de origen doméstico, caudal de infiltración, conexiones ilícitas y aguas de origen comercial e industrial.
<b>Cimentación</b>	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
<b>Colector</b>	Tubería, generalmente de servicio público, que recibe y conduce las aguas indeseables de la población al lugar de descarga.
<b>Concreto</b>	Es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas, de cemento, arena, piedrín y agua.
<b>Conexión domiciliar</b>	Tubería que conduce las aguas negras desde el interior de la vivienda hasta el alcantarillado sanitario.
<b>Compactación</b>	Acción de hacer alcanzar a un material una textura apretada o maciza.
<b>Corte basal</b>	Consiste fundamentalmente en reemplazar el efecto de sismo en un edificio por fuerzas horizontales equivalentes, esto se logrará hallando una fuerza en la base del edificio.

<b>Cota de terreno</b>	Número en los planos topográficos que indica la altura de un punto sobre un plano de referencia.
<b>Cota invert</b>	La parte más baja de un pozo de visita en donde entran una o varias tuberías y sólo una de ellas es de seguimiento.
<b>Descarga</b>	Lugar donde se vierten las agua negras provenientes de un colector, las cuales pueden estar crudas o tratadas.
<b>Dotación</b>	Cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades. Se expresa en litros por habitante por día.
<b>Dúctil</b>	Capacidad de un material de admitir deformaciones sin llegar a romperse.
<b>Esfuerzo</b>	Intensidad de fuerza por unidad de área.
<b>Estación</b>	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico en cualquier operación de levantamiento planimétrico o de nivelación.
<b>Estribo</b>	Elemento de una estructura, elaborado de acero y su función es resistir el esfuerzo de corte.
<b>Excentricidad</b>	Es la distancia que separa el centro de masa del centro de rigidez.

<b>Factor de retorno</b>	Factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que consume al día y la dotación destinada para cada persona. Puede variar este factor en función de la región de estudio.
<b>Momento</b>	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a distancia de su centro de masa.
<b>Pendiente</b>	Inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal, diseñada para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente haciendo uso de la fuerza de gravedad.
<b>Período de diseño</b>	Tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población.
<b>Planimetría</b>	La planimetría sólo toma en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario (base productiva).
<b>Pozo de visita</b>	Estructura complementaria que forma parte de un alcantarillado, y tiene como objetivo dar limpieza y ventilación al sistema.
<b>Relaciones hidráulicas</b>	Relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena,

las cuales deben cumplir con ciertas condiciones para que las tuberías no trabajen a sección llena.

**Sismo**

Temblores producidos en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la tierra.

**Solera**

Elemento estructural horizontal de los muros de mampostería reforzada, el cual tiene la función de resistir esfuerzos de corte.

**Topografía**

Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre y debajo de la misma.



## RESUMEN

Este trabajo de graduación presenta una propuesta de diseño de un drenaje sanitario para la aldea Cacahuatpeque y una edificación de tres niveles en la aldea El Obraje, del municipio de Ipala, en el departamento de Chiquimula, su realización fue dividida en dos fases: investigación y servicio técnico profesional.

La fase de investigación se realizó a través de un diagnóstico sobre las principales necesidades de los servicios básicos y de infraestructura del municipio, siendo ésta la base sobre la cual se sustenta este trabajo técnico profesional. Además, se recabó información de tipo monográfico, esto con el fin de conocer los aspectos generales del municipio.

La fase de servicio técnico profesional se basa en el diseño del drenaje sanitario y de la edificación de tres niveles. El diseño del drenaje sanitario contiene: la descripción del proyecto, levantamiento topográfico, cálculo de caudales, pendientes y velocidades de diseño; cálculo de cotas invert, diámetro de tuberías, pozos de visita, normas y recomendaciones para la construcción del drenaje sanitario, diseño de fosa séptica y la integración del presupuesto. En el diseño de la edificación se describe: investigación preliminar, descripción del espacio disponible, diseño arquitectónico, diseño estructural y la integración del presupuesto.

También se incluyen planos constructivos de cada uno de los proyectos.



## **OBJETIVOS**

### **GENERAL**

Contribuir al mejoramiento de las condiciones de vida de la población, a través de proyectos de infraestructura que proporcionen los servicios básicos dentro de la comunidad.

### **ESPECÍFICOS**

1. Elaborar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios e infraestructura que afectan al municipio de Ipala.
2. Diseñar el drenaje sanitario para la aldea Cacahuatepeque y la edificación de tres niveles para la aldea El Obraje, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
3. Capacitar a los vecinos de las comunidades para el mantenimiento adecuado del sistema de drenaje, así como, los cuidados necesarios para la conservación de la estructura del edificio.



## INTRODUCCIÓN

Por todos es sabido que conforme transcurre el tiempo, las comunidades experimentan un constante crecimiento poblacional y con ello también aumenta la problemática de demandar infraestructuras adecuadas que les permitan satisfacer las necesidades básicas, como: saneamiento, educación comunicaciones, etc. para mejorar así el nivel de vida de los habitantes.

Uno de los derechos primordiales del ser humano es la salud y en la aldea Cacahuatepeque la salud de los habitantes está siendo afectada, debido a que no cuentan con un sistema de alcantarillado sanitario; lo cual provoca la concentración de vectores contaminantes, expansión de malos olores y la contaminación del ecosistema, entre otros.

El desarrollo social y económico que ha registrado el municipio de Ipala, así como, la variedad de lugares turísticos hace que el municipio reciba a miles de visitantes durante el año. Es por ello que se necesita de un lugar adecuado para recibirlos, y siendo el coliseo de la aldea El Obraje el lugar donde se realizan la mayoría de los actividades, es urgente elaborar un edificio que proporcione palcos tanto a los visitantes, así como, a los medios de prensa que cubran las actividades que se realicen en el coliseo.

Es por ello que el siguiente informe contiene el proceso de diseño y planificación de dos proyectos de infraestructura como son: un drenaje sanitario para la aldea Cacahuatepeque y una edificación de tres niveles para la aldea El Obraje en el municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula**

### **1.1.1. Generalidades**

#### **1.1.1.1. Límites y localización**

El municipio de Ipala se localiza a 33 kilómetros al sur de la cabecera departamental de Chiquimula. Con vía de acceso por medio de carretera asfaltada, misma que la une con el departamento de Jalapa y Jutiapa.

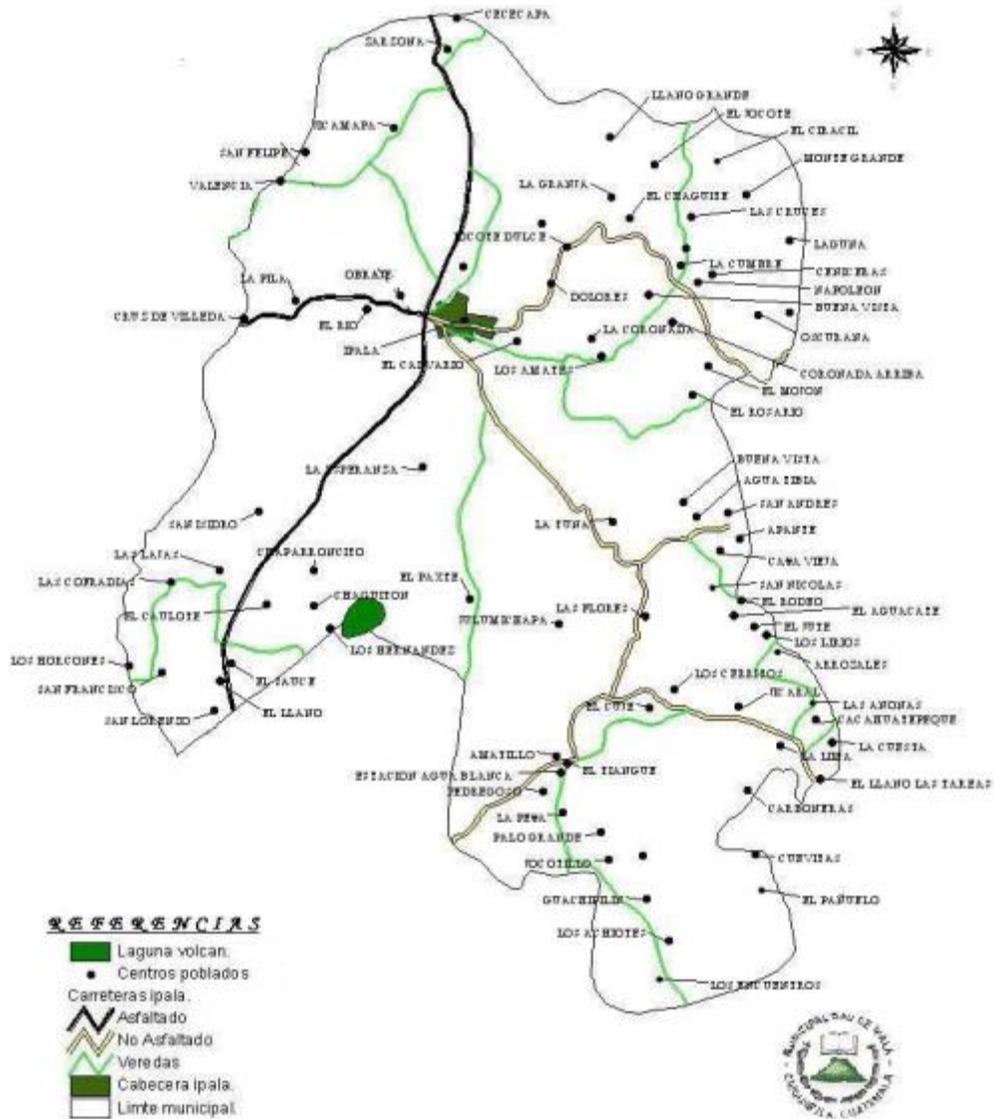
Su localización según el Instituto Geográfico Nacional (IGN), se encuentra en el mapa de Ipala 2259-I escala 1:50 000, con las coordenadas latitudinales 14° 37' 10". El banco de marca (MB) del IGN en la estación de ferrocarril se encuentra a una altura de 822,76 metros sobre el nivel del mar (msnm), por lo que generalmente su clima es cálido a templado en ciertas épocas del año.

El municipio tiene las siguientes colindancias.

- Al norte con el municipio de San José La Arada, del departamento de Chiquimula
- Al sur con el municipio de Agua Blanca, del departamento de Jutiapa
- Al oriente con los municipios de San Jacinto, Quetzaltepeque y Concepción Las Minas, del departamento de Chiquimula

- Al poniente con el municipio de San Luis Jilotepeque, del departamento de Jalapa

**Figura 1. Mapa del municipio de Ipala, Chiquimula**



Fuente: OMP Ipala, Chiquimula

### **1.1.1.2. Accesos y comunicaciones**

#### **Rutas principales**

Por la carretera Panamericana CA-1 oriente, que conduce de la capital de Guatemala a Jutiapa para llegar a Ipala, con un recorrido de 175 kilómetros.

Otra forma de llegar a Ipala es tomar la carretera CA-9 norte del atlántico hasta Río Hondo, para luego pasar por Zacapa y Chiquimula CA-10, y luego al municipio de San José La Arada retomando la CA-1 oriente. En total se hará un recorrido de 199 kilómetros.

#### **Rutas alternas**

- Guatemala – Jalapa (vía Sanarate) – 98 kilómetros
- Jalapa – San Pedro Pínula- San Luis Jilotepeque – Ipala – 55 kilómetros
- Jalapa – Progreso, Jutiapa – Agua Blanca – Ipala 76 kilómetros
- Jalapa – Monjas – (Casa de tablas) San Manuel Chaparrón, Agua Blanca, Ipala. 50 Kilómetros

### **1.1.1.3. División político administrativa**

Como territorio principal se cuenta con la cabecera municipal, centro administrativo de la jurisdicción. El municipio está organizado territorialmente en 85 centros poblados que incluyen la cabecera municipal, 31 aldeas, 49 caseríos y 4 fincas.

**Tabla I. Aldeas, caseríos y fincas del municipio de Ipala**

No.	Aldea	No.	Caserío	No.	Finca
1	El Suyate				
2	El Obraje	1	El Río		
3	El Calvario				
4	El Sauce	2	El Caulote		
		3	San Lorenzo		
		4	El Llano		
5	El Chaparroncito	5	El Chaguitón		
		6	Los Hernández		
6	San Isidro				
7	Cofradías	7	Las Lajas		
8	San Francisco				
9	La Esperanza				
10	La Pila	8	Cruz de Villeda		
11	Jicamapa	9	Valencia		
		10	San Felipe		
12	Cececapa	11	La Sarzona		
13	El Amatillo	12	La Peña		
		13	El Jocotillo		
		14	Palo Grande		
		15	Pedregoso		
		16	El Tianque		
14	Los Achiotes	17	Estación Agua Blanca		
		18	Guachipilín		
		19	Las Cuevitas		
		20	Los Encuentros		
15	Julumichapa	21	El Pañuelo		
		22	El Paxte		
16	Cacahuatepeque	23	La Lima		
		24	La Cuesta		
		25	Carboneras	1	San Marcos
		26	El Llano Las Tareas		
		27	Las Anonas		
17	El Cuje	28	Los Cerritos		
		29	El Jicaral		

Continua Tabla I

18	La Tuna	30	Las Flores	2	El Orégano
				3	Las Flores
19	Caña Vieja	31	El Apante		
		32	El Rodeo		
20	El Jute	33	Los Arrozales		
		34	Los Lirios		
		35	El Aguacate		
		36	San Nicolás		
21	Agua Tibia	37	Buena Vista	4	San Andrés
22	La Coronada	38	Los Amates		
		39	Coronada Arriba		
		40	Buena Vista		
23	El Rosario	41	El Mojón		
		42	Los Vertientes		
24	Dolores	43	Jocote Dulce		
25	La Granja				
26	El Chagüite				
27	Las Cruces	44	Monte Grande		
		45	La Laguna		
28	Las Ceniceras	46	La Oscurana		
		47	El Napoleón		
		48	La Cumbre		
29	El Jocote	49	Llano Grande		
30	El Ciracil				
31	Horcones				

Fuente: Censo pecuario de Ipala, Chiquimula

#### 1.1.1.4. Aspectos climáticos e hidrológicos

Según la estación pluviométrica de Ipala, delimitada por los paralelos 14° 37' 15" de latitud y 89° 37' 05 de longitud a una altitud de 828 msnm, tiene los siguientes datos.

La temperatura media es de 24.1 °C, alcanza una temperatura máxima de 35.8 °C, y una mínima de 16.5 °C. La precipitación pluvial es de 950,32 mm anuales y cuenta con una humedad relativa del 70%, los vientos soplan de norte a sur.

Presenta las características de zonas semiáridas, según su clasificación, de acuerdo a sus condiciones con un 86% de bosque seco subtropical y un 14% de bosque húmedo subtropical templado. Por lo que predomina las especies en árboles y arbustos, como el pino, cedro de oriente, madre cacao, aripin, bajo, conacaste, zapatón y paraíso.

El sistema hidrológico del área está formado por la subcuenca del río San José y la cuenca del río Grande de Zacapa, en el cual se encuentra el río San José que nace en la aldea Poza de la Pila. Está formado por el sistema de la subcuenca del río Cacahuatpeque y la cuenca del río Lempa de El Salvador. También se cuenta con nacimientos de agua importantes como la Toma que abastece de agua entubada a la población de la cabecera municipal y la aldea la Esperanza, abasteciendo de agua a las aldeas circundantes. Se cuenta con ríos permanentes como los son los ríos Cacahuatpeque, Poza de la Pila y San Francisco, además de ríos efímeros, entre los que se encuentran los ríos León, Suyate y Español.

#### **1.1.1.5. Servicios públicos**

Ipala es un municipio que cuenta con los siguientes servicios básicos:

- Agua potable: el municipio cuenta con su red de distribución de agua captada de pozos y almacenada para su distribución. Es de hacer notar cierta actividad para mejorar el abastecimiento. Sin embargo, la mayoría de

los programas no cuentan con instalaciones de potabilización (filtración y cloración), ni con sistemas de control de calidad.

- Salud: se cuenta con un centro de salud en la cabecera municipal; en el área rural se cuenta con 5 puestos de salud y 11 centros de convergencia, los cuales son establecimientos de atención básica, que desarrolla además acciones de recuperación, acciones de promoción, prevención y rehabilitación de la salud.
- Energía eléctrica: servicio prestado por la Distribuidora de Electricidad de Oriente (DEORSA).
- Policía Nacional Civil: existe una comisaría.
- Teléfono: servicio prestado por TELGUA, así como por compañías de teléfonos celulares.
- Otros servicios de comunicación: disponibilidad de servicio de fax e internet.
- Recreativos: cuenta con estadio de fútbol, canchas polideportivas, varios balnearios privados y un balneario municipal.
- Religiosos: iglesias católicas y templos evangélicos.
- Institucionales: en el municipio ejercen una serie de instituciones gubernamentales y no gubernamentales, tales como cooperativas de ahorro y crédito, bancos, etc.

#### **1.1.1.6. Actividades económicas**

- **Producción agrícola**

En el caso de maíz y frijol son cultivos anuales asociados, los subproductos de éstos son utilizados como abono orgánico y alimento para animales. El arroz es un monocultivo anual y los subproductos son utilizados como abono orgánico y alimento para animales. El chile y el tomate son cultivos temporales, los subproductos se utilizan como abono orgánico.

- **Migración**

La migración temporal en el municipio es frecuente durante los meses de enero a mayo hacia la costa norte y el departamento de El Petén, para realizar trabajos agrícolas que comprenden siembra de maíz y frijol. La migración permanente es hacia los Estados Unidos de Norte América en toda época del año.

- **Tenencia, uso y situación de posesión de la tierra**

En cuanto a la distribución de la tierra, predominan los medianos y grandes propietarios. Los pequeños tienen parcelas que oscilan entre 0,5 y 2,2 hectáreas, los que no tienen tierra, arrendan a costos altos. El 54 % de los predios son menores de 3,7 hectáreas que representan el 20% de los arrendatarios y el 7% de las personas que poseen tierras como usufructuarios.

- **Ingreso familiar**

El ingreso promedio de un agricultor en el área rural es de 900 quetzales mensuales que equivale a 35 quetzales diarios.

### **1.1.1.7. Población**

La población, según el último censo realizado, es de aproximadamente 19 317 habitantes, de los cuales 9 141 son hombres y 10 126 mujeres.

La población se encuentra dividida de la siguiente forma:

En las aldeas, fincas y caseríos del municipio el 70,33% de la población son mayores de 15 años de edad, el 24,55% tienen de 6 a 15 años, el 3,28% son menores de 2 años de edad y el 1,82% son menores de 1 año de edad.

La tasa de crecimiento poblacional se encuentra en aproximadamente 2,11 % anual, una de las más bajas del departamento.

## **1.1.2. Principales necesidades del municipio**

### **1.1.2.1. Descripción de necesidades**

El municipio de Ipala, a pesar de encontrarse en un desarrollo constante, padece una serie de necesidades tanto de servicios básicos como de infraestructura, tales como:

#### **Infraestructura**

- Establecimientos educativos
- Mejoramiento de caminos
- Salón para reuniones político-sociales

- Sistemas de disposición de aguas residuales
- Puentes para salvar obstáculos
- Mejoramiento de la calidad del agua de consumo
- Creación de espacios destinados para estacionamiento

## **Sociales**

Ayuda a las comunidades para el refortalecimiento de los COCODE, ayuda profesional a los agricultores de la localidad para mejorar la calidad de sus productos. Además de asesorías para el mejoramiento de la industria zapatera de la localidad.

### **1.1.2.2. Priorización de necesidades**

#### **Proyecto del drenaje sanitario para la aldea Cacahuatepeque**

Actualmente la aldea Cacahuatepeque, no cuenta con un sistema colectivo de evacuación de las aguas servidas. De este modo, cada vivienda deposita sus aguas residuales en los patios de sus viviendas, formando zanjas y charcos de agua contaminada. Esto contribuye a la proliferación de enfermedades de tipo gastrointestinal. También cabe mencionar que es un foco de enfermedades epidémicas y contamina el entorno ambiental, así como el río que atraviesa la aldea, que con la ejecución de este proyecto se busca proteger.

## **Proyecto de la edificación de tres niveles para la aldea El Obraje**

En la aldea El obraje se localiza el coliseo municipal, siendo este el lugar donde se realizan las actividades políticas y sociales más importantes del municipio, pero no cuenta con el espacio adecuado para recibir a los medios de prensa, así como a las autoridades visitantes. Debido a este factor se planificara el diseño de un edificio para palcos; además de destinar un área para las oficinas del coliseo.



## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño del drenaje sanitario para la aldea Cacahuatepeque, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula**

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

La eliminación del agua residual de los diversos puntos en que se origina, constituye el primer paso de la gestión efectiva del saneamiento de una población. En este caso se beneficiará, con el alcantarillado sanitario, a los habitantes de la aldea Cacahuatepeque, mejorando su condición de vida y contribuyendo al desarrollo del país.

La red a diseñar presenta una longitud de 3 120,88 metros de tubería central o línea de conducción, para los cuales se diseñaron 86 pozos de visita, 8 cajas de visita y 217 conexiones domiciliarias, todo el sistema se construirá de acuerdo a las especificaciones del reglamento de construcción del municipio, tales como las alturas mínimas, cotas invert, etc. La tubería a utilizar será PVC, de la norma ASTM 3034 y tendrá un diámetro de 6 pulgadas. Las pendientes de la tubería se tomaron de acuerdo a las pendientes del terreno, evitando rebasar las velocidades máximas y mínimas, así como los caudales permitidos.

El alcantarillado sanitario cuenta con dos desfogues. El primero, que recoge las aguas negras de un 47% de la población, descargará en una fosa séptica ubicada en el camino que conduce al cementerio de la localidad. El

segundo, recoge el 53% de la población, este descarga en una fosa séptica ubicada en el camino que conduce hacia la aldea La Lima.

## **2.1.2. Levantamiento topográfico**

La topografía tiene por objeto medir extensiones de tierra, tomando los datos necesarios para poder representar sobre un plano a escala, su forma y accidentes. El proceso de medir, calcular y dibujar para determinar la posición relativa de los puntos que conforman una extensión de tierra es lo que se llama levantamiento topográfico.

### **2.1.2.1. Altimetría**

La altimetría permite tener en cuenta las diferencias de los niveles existentes entre los distintos puntos de un terreno. Por medio de ésta logramos obtener la sección vertical del terreno y en especial poder obtener las pendientes naturales de la ruta seleccionada del sistema de alcantarillado sanitario. Para poder conocer estas diferencias de nivel hay que medir distancias verticales, directa o indirectamente, operación que se denomina nivelación.

Para la realización de los trabajos de altimetría se utilizó el equipo siguiente.

- Teodolito marca Sokkia
- Trípode
- Estadal
- Cinta métrica

### **2.1.2.2. Planimetría**

La planimetría sólo toma en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario (base productiva), que se supone, es la superficie media de la tierra y se considera cuando se miden distancias horizontales. La planimetría de nuestro proyecto, se realizó por medio de una poligonal abierta utilizando el método conservación de azimut. El equipo utilizado para dicho levantamiento fue un teodolito marca Sokkia.

### **2.1.3. Período de diseño**

El período de diseño es el tiempo en el cual se considera que el sistema funcionará en forma eficiente cumpliendo los parámetros, respecto a los cuales se ha diseñado. El período de diseño se encuentra íntimamente ligado a la vida económica del proyecto, teniendo en cuenta que normalmente el período de diseño del proyecto será menor a la vida útil del mismo.

El período de diseño adoptado para el diseño de todos los componentes del sistema de alcantarillado sanitario fue de 30 años.

### **2.1.4. Cálculo de población futura**

El estudio de la población se efectúa con el objeto de estimar la población futura, para lo cual se hace necesario determinar el periodo de diseño y hacer un análisis de los censos existentes.

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado. En este caso se adoptó un período de diseño

de 30 años. Para encontrar la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio en el período establecido, se utilizó el método de incremento geométrico:

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

donde:

Pf = Población futura

Po= Población inicial

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, y se encontraron los porcentajes a utilizar en las tasas de crecimiento a nivel departamental y municipal, que según el Instituto Nacional de Estadística (INE) para el municipio de Ipala es de 2,11%.

### **2.1.5. Factor de Hardmond**

El factor de Hardmond es un factor de seguridad que involucra al número de habitantes a servir en un tramo determinado. Este factor actúa principalmente en las horas pico, es decir, en las horas en que más se utiliza el sistema de drenaje. Se debe calcular para cada tramo de la red. Su fórmula es:

$$F. H. = \left( \frac{18 + \sqrt{\left(\frac{Pobl.}{1000}\right)}}{4 + \sqrt{\left(\frac{Pobl.}{1000}\right)}} \right)$$

donde:

F.H. = Factor de Hardmond

Pobl.= Población del tramo en estudio.

## **2.1.6. Parámetros de diseño**

### **2.1.6.1. Dotación**

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante y se expresa en litros por habitante por día (l/hab/d). La dotación con la que cuenta la aldea Cacahuatepeque es de 150 l/hab/d.

### **2.1.6.2. Factor de retorno**

Es el porcentaje de la dotación de agua que recibe cada habitante y retorna al alcantarillado sanitario, oscila entre el 75% al 90% del consumo de agua, y depende del criterio del diseñador como de las costumbres de los habitantes y las condiciones climáticas del lugar.

Debido a las actividades de los habitantes y al uso del agua que utilizan como el clima cálido que hay en el lugar, se utilizó un factor de retorno de 80% de la dotación diaria.

### 2.1.6.3. Factor de caudal medio

Es el factor relacionado con la aportación media de agua por persona, que al ser integrado el caudal sanitario del área a drenar, que a su vez, se distribuye entre el número de habitantes, se obtiene el factor de caudal medio, el cual varía entre el rango de 0,002 a 0,005; si el cálculo del factor de caudal medio está entre estos dos límites, se utiliza el valor calculado; en cambio, si el cálculo del factor de caudal medio es menor o es mayor a los límites, se utiliza el límite más cercano según sea el caso del valor calculado.

$$FQM. = \frac{Q_{\text{sanitario.}}}{\text{No. Hab.}}$$

$$Q_{\text{sanitario.}} = Q_{\text{domiciliar.}} + Q_{\text{comercial.}} + Q_{\text{infiltración.}}$$

donde:

FQM = Factor de caudal medio

No. Hab.= Numero de habitantes a servir

$Q_{\text{sanitario}}$  = Caudal sanitario en l/s

$Q_{\text{domiciliar}}$  = Caudal domiciliar en l/s

$Q_{\text{comercial}}$  = Caudal comercial en l/s

$Q_{\text{infiltración}}$  = Caudal de infiltración en l/s

#### **2.1.6.4. Caudal sanitario**

##### **2.1.6.4.1. Caudal domiciliar**

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

$$Q_{\text{domiciliar}} = \frac{\text{Dotación} \times \text{No. Hab.} \times \text{F. R.}}{86\,400}$$

donde:

$Q_{\text{domiciliar}}$  = Caudal domiciliar en l/s

F.R. = Factor de retorno

Dotación = Dotación en litros/habitante/día

No. Hab. = Número de habitantes futuros

##### **2.1.6.4.2. Caudal comercial**

Este es un caudal que es producido por las industrias pequeñas, locales comerciales y negocios que se encuentran en la localidad en donde se este realizando el diseño un sistema de alcantarillado. En este caso no se tiene caudal comercial.

#### **2.1.6.4.3. Caudal de infiltración**

Es considerado como la cantidad de agua que se infiltra o penetra a través de las paredes de la tubería, éste depende de la permeabilidad de la tubería, la transmisibilidad del suelo, la longitud de la tubería y de la profundidad a la que se coloca la tubería. Como depende de muchos factores externos, se calcula en función de la longitud de la tubería y del tiempo, generalmente se expresa en litros por día.

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

#### **2.1.6.4.4. Caudal de diseño**

Es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema sanitario y será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Hardmond y el número de habitantes a servir.

$$q_{\text{diseño}} = \text{FQM} * \text{F. H.} * \text{Pobl. fut. acum.}$$

donde:

FQM = Factor de caudal medio

FH = Factor de Hardmond

Pobl.fut.acum.= Población futura acumulada

### **2.1.7. Relación de diámetros y caudales**

La relación  $q/Q$  deberá ser menor o igual a 0,75, la relación  $d/D$  debe ser mayor o igual a 0,10 y menor o igual a 0,75 para alcantarillado sanitario. Por lo general cuando la velocidad de diseño chequea, no es necesario que la relación  $d/D$  chequeé al cien por ciento, porque la misma fuerza que ejerce la velocidad de diseño hace que los desechos dentro de la tubería circulen sin ningún problema.

### **2.1.8. Velocidades mínimas y máximas**

Se debe diseñar de modo que la velocidad mínima del flujo dentro del alcantarillado, para tuberías de PVC, trabajando a cualquier sección, debe ser por lo menos 0,60 m/s. No siempre es posible obtener esta velocidad mínima de diseño, debido a que existen ramales que sirven solo a unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos; en tales casos, se acepta una velocidad mínima de 0,30 m/s; una velocidad menor permite que ocurra decantación de sólidos.

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

### **2.1.9. Cotas invert**

Es la cota que determina la localización de la parte inferior de la tubería. Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería del alcantarillado, deben calcularse de la siguiente manera:

$$CT_f = CT_i - (D. H. * \%S_{\text{terreno}})$$

$$\%S_{\text{terreno}} = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{\text{Distancia}} * 100$$

$$CIS = CT_i - H_{\text{mín}}$$

$$CIE = CIS - D. H. * \%S_{\text{tubo}}$$

$$H_{\text{pozo}} = CT_i - CIS$$

donde:

H min. = Altura mínima (La profundidad mínima para una tubería de PVC es de 1,40 m).

CT<sub>i</sub> = Cota del terreno inicial

CT<sub>f</sub> = Cota del terreno final

CIS = Cota invert de la tubería de salida

CIE = Cota invert de la tubería de entrada

D.H. = Distancia horizontal

%S = Pendiente del terreno o tubería

H<sub>pozo</sub> = Profundidad del pozo

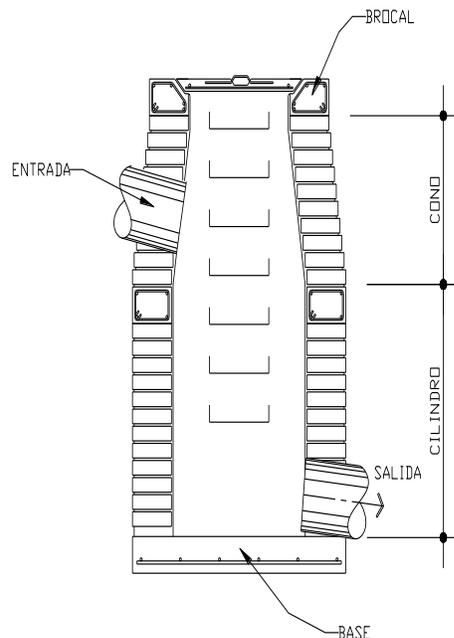
### **2.1.10. Pozos de visita**

Forman parte del sistema de alcantarillado; proporcionan acceso a éste, con el fin de realizar trabajos de inspección y limpieza. Están construidos de concreto o mampostería.

Se construyen de la siguiente manera:

- El ingreso es circular y tiene un diámetro entre 0,60 a 0,75 metros
- La tapadera descansa sobre un brocal; ambos construidos de concreto reforzado
- Las paredes del pozo están impermeabilizadas por repello más un cernido liso
- El fondo está formado de concreto, que deja la pendiente necesaria para que corra el agua; la dirección en que se dirigirá estará determinada por medio de canales, constituídos por tubería cortada transversalmente
- Para realizar la inspección o limpieza de pozos profundos se deben dejar escalones, los cuales serán de hierro y estarán empotrados a las paredes del pozo

**Figura 2. Partes de un pozo se visita**



Fuente: propia

### **2.1.10.1. Especificaciones de colocación**

Se colocarán pozos de visita en los siguientes puntos:

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

### **2.1.10.2. Especificaciones físicas**

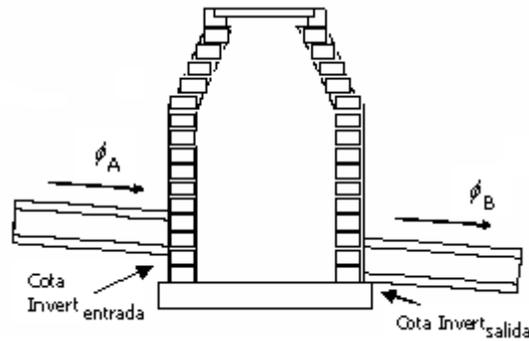
Al diseñar el sistema de alcantarillado sanitario se deben considerar los siguientes aspectos que se refieren a la cotas invert de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita, así como a una serie de especificaciones que deben tomarse en consideración.

- Cuando en un pozo de visita entra una tubería y sale otra del mismo diámetro, la cota invert de salida estará como mínimo a 3 cm debajo de la cota invert de entrada.

$$\emptyset A = \emptyset B$$

$$\text{Cota Invert}_{\text{salida}} = \text{Cota Invert}_{\text{entrada}} - 0,03 \text{ m}$$

**Figura 3. Pozo de visita  $\phi_A = \phi_B$**



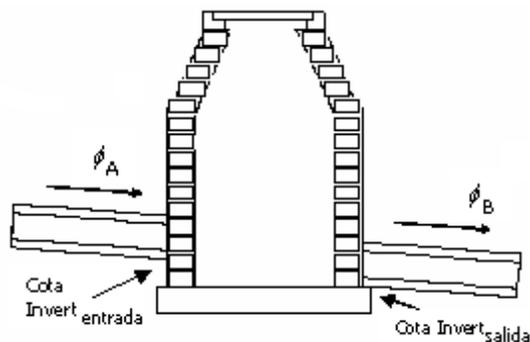
Fuente: propia

- Cuando en un pozo de visita entra una tubería de un diámetro y salga otra de diferente diámetro, la cota invert de salida estará, como mínimo, debajo de la cota invert de entrada, igual a la diferencia de los diámetros de la cota invert de entrada y salida.

$$\phi_A < \phi_B$$

$$\text{Cota Invert}_{\text{salida}} = \text{Cota Invert}_{\text{entrada}} + \left[ \phi_B - \phi_A \right] \times 0,0254$$

**Figura 4. Pozo de visita.  $\phi_A > \phi_B$**



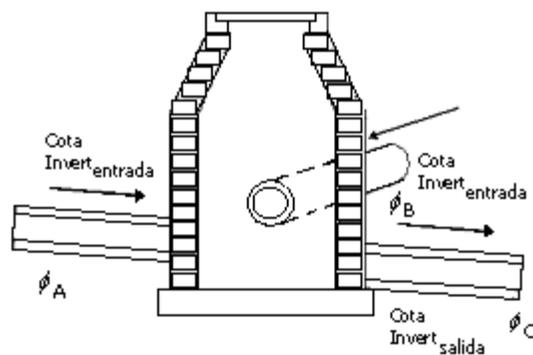
Fuente: propia

- Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es del mismo diámetro que las que ingresan en él, la cota invert de salida mínima estará 3 cm debajo de la cota más baja que entre.

$$\phi A = \phi B = \phi C$$

Cota invert de salida = Cota invert de entrada más baja – 0,03

**Figura 5. Pozo de visita.  $\phi A = \phi B = \phi C$**



Fuente: propia

- Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es de diferente diámetro que las que ingresan en éste, la cota invert de salida deberá cumplir con las especificaciones anteriores y se tomará el mayor valor.
- Sólo una tubería de las que sale es de seguimiento; las demás que salgan del pozo de visita deberán ser iniciales. La cota invert de salida de la tubería inicial deberá estar, como mínimo, a la profundidad del tráfico liviano o pesado; y la cota invert de salida de la tubería de seguimiento deberá cumplir con las especificaciones anteriormente descritas.

### 2.1.10.3. Normas y recomendaciones

- Los pozos deberán construirse desde su inicio hasta su finalización, con 30 centímetros bajo la rasante de la vía de circulación, antes de colocar concreto asfáltico flexible, concreto rígido o adoquines.
- Después, se elimina cualquier presencia de agua en la excavación, achicándola con equipo de vaciado, que permita trabajar siempre en seco.
- Se deberá colocar una base de concreto para evitar que el pozo esté afectado directamente por cargas de empuje. Se diseñó una base de 10 centímetros de espesor.
- La base del pozo deberá nivelarse en la fundición de concreto, controlando la pendiente de la invertida, tanto en la llegada como en la salida del pozo.
- Para mantener el nivel y aplomo de la estructura del pozo, se creará un castillo vertical que guardará la verticalidad desde la invertida hasta el cuello del cono o un cepo en el cuello del cono, para mantenerlo inmóvil al momento de colar el material confinante.

### 2.1.10.4. Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de la zanja, que depende del diámetro de la tubería que se va a instalar, y la longitud entre pozos.

$$V = \left[ \left( \frac{H_1 + H_2}{2} \right) * d * t \right]$$

donde:

- V = Volumen de excavación (m<sup>3</sup>)
- H<sub>1</sub> = Profundidad del primer pozo (m)
- H<sub>2</sub> = Profundidad del segundo pozo (m)
- d = Distancia entre pozos (m)
- t = Ancho de la zanja (m)

### 2.1.11. Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas y llevarlas al alcantarillado central. Constan de las siguientes partes.

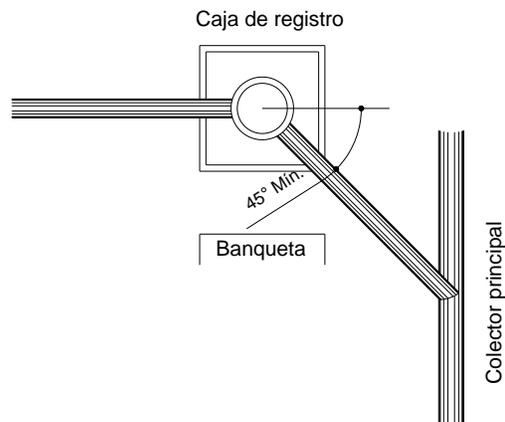
**Caja o candela domiciliar:** la conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor de la caja será de 45 centímetros, si fuese circular tendrá un diámetro no menor de 12 pulgadas; debe estar impermeabilizada por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

**Tubería secundaria:** la conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tiene un diámetro de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima del 2% para evacuar adecuadamente el agua. La conexión con la alcantarilla central se hará en el medio diámetro superior, a un ángulo de 45 grados aguas abajo.

Al realizar el diseño del alcantarillado deben considerarse las alturas en las cuales se encuentran las casas con relación a la alcantarilla central, a fin de no profundizar demasiado la conexión domiciliar; sin embargo, en algunos casos esto resulta imposible por la topografía del terreno, debiendo considerar otras formas de realizar dicha conexión.

Los sistemas que permitan un mejor funcionamiento del alcantarillado, se emplearán en situaciones en las cuales el diseñador lo considere conveniente según las características del sistema que se diseñe y de las condiciones físicas donde se construirá. Algunos de estos sistemas son: tubería de ventilación, tanques de lavado, sifones invertidos, disipadores de energía, pozos de luz, derivadores de caudal, etc.

**Figura 6. Conexión domiciliar**



### 2.1.12. Diseño de la red de alcantarillado

A continuación se presenta un ejemplo de diseño para el tramo comprendido entre el pozo de visita PV-1 a PV-2.

#### Datos de diseño

Periodo de diseño:	30 años
Habitantes/vivienda:	6 habitantes
Tasa de crecimiento:	2,11%
Dotación:	150 litros/habitante/día
Factor de retorno:	80%
Cota terreno inicial:	815 m
Cota terreno final:	807,59 m
# casas tramo:	1
Distancia entre pozos:	32,44 m

#### Pendiente del tramo (S%)

$$\%S_{\text{terreno}} = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{\text{Distancia}} * 100$$

$$P = \frac{815 - 807,59}{32,44} * 100$$

$$P = 22,84\%$$

### # Habitantes a servir

$$\text{Actual} = 1 \text{ vivienda} * \frac{6 \text{ hab}}{\text{viv}} = 6 \text{ hab.}$$

$$\text{Futuro} = 6 \left(1 + \frac{2.11}{100}\right)^{30} = 12 \text{ hab.}$$

### Caudal domiciliar

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

$$Q_{\text{dom}} = \frac{150 \text{ l/hab/d} \times 12 \times 0,80}{86\,400}$$

$$Q_{\text{dom}} = 0,0167 \text{ l/s}$$

### Factor de caudal medio

$$\text{FQM.} = \frac{Q_{\text{med.}}}{\text{No. Hab.}}$$

$$\text{FQM.} = \frac{0,0167 \frac{\text{l}}{\text{s}}}{12 \text{ hab}}$$

$$\text{FQM.} = 0,0014 \text{ lts/hab/seg}$$

$$0,002 \leq \text{fqm} \leq 0,005 \rightarrow \text{No cumple}$$

Utilizar  $f_{qm} = 0,002$

### Factor de flujo o de Hardmond

$$F. H. = \left( \frac{18 + \sqrt{\left(\frac{Pobl.}{1\ 000}\right)}}{4 + \sqrt{\left(\frac{Pobl.}{1\ 000}\right)}} \right)$$

$$F. H. \text{ actual} = \left( \frac{18 + \sqrt{\left(\frac{6}{1\ 000}\right)}}{4 + \sqrt{\left(\frac{6}{1\ 000}\right)}} \right)$$

$$F. H. \text{ actual} = 4,43351$$

$$F. H. \text{ futuro} = \left( \frac{18 + \sqrt{\left(\frac{12}{1\ 000}\right)}}{4 + \sqrt{\left(\frac{12}{1\ 000}\right)}} \right)$$

$$F. H. \text{ futuro} = 4,4067$$

## Caudal de diseño

$$q_{\text{dis}} = \text{FQM} * \text{F. H.} * \text{Pobl. fut. acum.}$$

$$q_{\text{dis. actual}} = 0,002 \frac{\text{hab}}{\text{s}} * 4,43351 * 6 \text{ hab} = 0,053 \text{ l/s}$$

$$q_{\text{dis. futuro}} = 0,002 \frac{\text{hab}}{\text{s}} * 4,4067 * 12 \text{ hab} = 0,106 \text{ l/s}$$

## Diseño hidráulico

Diámetro de tubería: 6 pulgadas

Pendiente de tubería: 22,84%

Pendiente de terreno: 22,84%

- **Velocidad a sección llena**

$$V = \frac{0,03429 * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

$$V = \frac{0,03429 * 6^{\frac{2}{3}} * 0,2284^{\frac{1}{2}}}{0,01}$$

$$V = 5,41 \text{ m/s}$$

- **Caudal a sección llena**

$$Q = V * A$$

$$Q = \left( \left( \frac{\pi}{4} \right) * (D^2) \right) * V$$

$$Q = \left( \left( \frac{\pi}{4} \right) * ((6 * 0,0254)^2) \right) * \left( \left( 5,41 \frac{m}{s} \right) * \left( 1\,000 \frac{l}{m^3} \right) \right)$$

$$Q = 98,7 \text{ l/s}$$

### Relaciones hidráulicas

$$\frac{q_{\text{actual}}}{Q} = \frac{0,053 \frac{l}{s}}{98,7 \frac{l}{s}} = 0,00054$$

$$\frac{v}{V} = 0,1313$$

$$\frac{d}{D} = 0,0180$$

$$\frac{q_{\text{futuro}}}{Q} = \frac{0,106 \frac{l}{s}}{98,7 \frac{l}{s}} = 0,00107$$

$$\frac{v}{V} = 0,1588$$

$$\frac{d}{D} = 0,0240$$

### Velocidad de diseño

$$v_{\text{diseño}} = \frac{v}{V} * V \text{ seccion llena}$$

$$v_{\text{actual}} = 0,1313 * \frac{5,41\text{m}}{\text{s}} = 0,71 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{futura}} = 0,1588 * \frac{5,41\text{m}}{\text{s}} = 0,86 \text{ m/s}$$

Tanto la velocidad de diseño actual como futura se encuentra dentro del rango de velocidades del INFOM. Así como la relación d/D que no debe exceder el 75% de la sección.

### Cálculo de cotas invert

$$\text{CIS1} = \text{cota de terreno} - \text{Hmínima}^*$$

$$\text{CIE2} = \text{CIS1} - (\%S)/100 \times (\text{distancia horizontal})$$

$$\text{CIS2} = \text{CIE2} - 0,03$$

\*La profundidad mínima para una tubería de PVC es de 1,40 m.

$$\text{CIS1} = 815 - 1,40 = 813,60 \text{ m}$$

$$\text{CIE2} = 813,60 - ((22,84/100) \times 32,44) = 806,19 \text{ m}$$

$$\text{CIS2} = 806,19 - 0,03 = 806,16 \text{ m}$$

### 2.1.13. Diseño de fosa séptica

Debido a la falta de terreno en la comunidad para la construcción de una planta de tratamiento, se ha propuesto la construcción de dos fosas sépticas. Por ser fosas de gran tamaño deben de tener dos o más compartimentos. Los compartimentos deben separarse por paredes provistas de lumbreras o conexiones “L” en elevaciones apropiadas.

#### 2.1.13.1. Capacidad de la fosa

La fórmula adoptada para el cálculo de la capacidad (volumen) de fosas de gran tamaño fue tomada del Manual de Fosas Sépticas del centro regional de ayuda México/Buenos Aires, y viene dada por:

$$V = 1\,125 + 0,75Q$$

donde:

V = capacidad requerida de la fosa en galones.

Q = gasto de aguas negras en galones/día.

En el proyecto se construirán dos fosas iguales diseñadas con el caudal mayor.

El caudal o gasto de diseño será de 10,234 litros/segundo (caudal futuro máximo), y se toma este caudal constante durante 10 horas al día.

$$Q = \frac{10,234 \text{ t}}{\text{s}} * \frac{1 \text{ gal}}{3,785 \text{ l}} * \frac{3\,600 \text{ s}}{1 \text{ hora}} * \frac{10 \text{ horas}}{1 \text{ día}}$$

$$Q = 97\,337,91 \text{ gal/día}$$

Utilizando este valor en la fórmula de capacidad se tiene:

$$V = 1\,125 + 0,75(97\,337,91)$$

$$V = 74\,128,43 \text{ gal} * \frac{3,758 \text{ l}}{1 \text{ gal}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1\,000 \text{ l}}$$

$$V \cong 280 \text{ m}^3$$

Se propone utilizar una fosa séptica de dos cámaras, teniendo cada cámara una capacidad de 140 m<sup>3</sup>.

#### **2.1.13.2. Dispositivos de entrada y salida**

Tiene mucha importancia la profundidad a que penetren estos dispositivos en el líquido del depósito, ya que de ello depende el volumen de los espacios de clarificación y de acumulación de lodos. Los mejores resultados se obtienen cuando el dispositivo de salida penetra hasta una profundidad del 40% de la capa líquida. La pantalla o la T de entrada debe penetrar 30 cm en el interior del líquido.

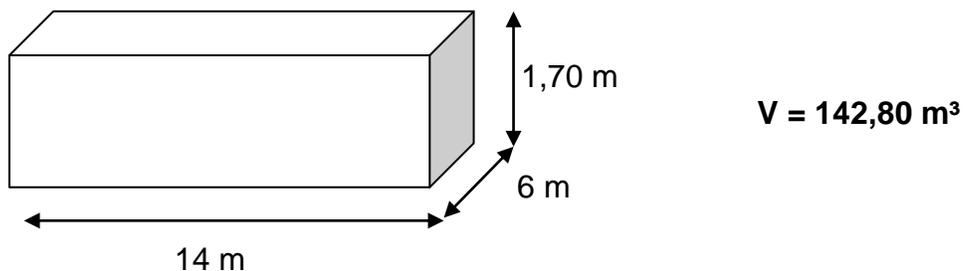
Ambos dispositivos deben permitir una buena ventilación a través del tanque y las tuberías de entrada y salida. El extremo superior de la T de cada tubería deberá estar por lo menos a 15 cm de altura sobre la superficie del agua, y dejar como mínimo 2,5 cm de espacio libre bajo la cubierta del tanque, a fin de facilitar la ventilación.

### 2.1.13.3. Dimensiones de la fosa

La longitud de los depósitos rectangulares debe ser por lo menos el doble, pero no más del triple de su anchura. La profundidad del líquido no debe ser inferior a 1,20 m, pero tampoco superior a 1,7 m en las fosas de gran tamaño. El espacio libre que se deja sobre el nivel del agua suele ser de 30 cm.

Para el proyecto se propone construir fosas con dimensiones de 14 m de largo, 6 m de altura y 1,70 m de alto, dando un volumen de 142,80 metros cúbicos; siendo este el volumen del agua. Además, las fosas deberán tener 30 cm más de alto para la aireación de la fosa.

**Figura 7. Dimensiones fosa séptica por cámara**



### 2.1.13.4. Construcción de la fosa séptica

Las fosas sépticas pertenecen a un tipo de obras que requieren para su realización la vigilancia directa de un ingeniero o al menos de un maestro de obras competente.

Los depósitos se construyen ordinariamente de concreto armado, material que ofrece todas las garantías de resistencia e impermeabilidad. El concreto debe componerse de una parte de cemento, dos de arena y cuatro de piedrín. Las paredes y el fondo de concreto no deben de tener un espesor inferior de 10 cm y deben llevar el refuerzo necesario.

La cubierta del depósito debe tener una resistencia suficiente para soportar el peso de la capa de tierra y las cargas suplementarias que pueda recibir ocasionalmente.

#### **2.1.13.5. Funcionamiento y conservación de la fosa séptica**

Antes de poner en servicio una fosa séptica recién construida se debe llenar de agua hasta el orificio de salida, y llenarse con varios cubos de lodo activo (o de estiércol en descomposición suficientemente avanzada para que despida olor a amoníaco).

Al ingresar las aguas negras en la primera cámara de la fosa, se iniciara un tratamiento primario bajo condiciones anaeróbicas. Cuando haya transcurrido un período de tiempo determinado, en el fondo de la fosa, se acumulara una gran cantidad sedimentos. Será necesario luego cerrar la compuerta de la primera cámara, para proceder a sacar el agua contenida en la misma y desfogarlos a algún cuerpo receptor; dejando únicamente los lodos húmedos no tratados. Luego de cerrar la compuerta de la primera cámara se procede a abrir la compuerta de la segunda cámara, para que esta inicie con el tratamiento de las aguas negras. En la cámara que contiene los lodos, se dejan secar estos por un tiempo para que ocurra un proceso de digestión.

Cuando se haya terminado el proceso de digestión se procede a hacer una inspección visual de los mismos, si estos contienen una humedad entre el 40 y el 60% se podrá permitir que permanezcan por un periodo de tiempo no mayor a la mitad del tiempo de digestión. Cuando se hayan deshidratado lo suficiente los lodos, se procederá a retirarlos de la cámara por medios manuales con pala y azadón, ya que estos se encontraran altamente estables y sin mal olor. Si se desea aprovechar el valor agrícola de los lodos será necesario secar los mismos al aire libre por 1 o 2 semanas más, en capas de 20 a 30 centímetros, después de ser extraídos del fondo de la fosa.

Puesto que las fosas sépticas para funcionar debidamente requieren un examen minucioso y regular, conviene que algunas personas de la comunidad local aprendan la forma de conservarlos y repararlos.

#### **2.1.14. Obras de protección**

Es la aplicación de técnicas para mantener el alcantarillado en buenas condiciones, y así garantizar el funcionamiento normal del sistema para el período de diseño planificado.

La responsabilidad de mantenimiento y operación del sistema será compartida entre la municipalidad de Ipala y el comité de vecinos de la aldea Cacahuatpeque. El tiempo recomendado para inspeccionar el funcionamiento del sistema debe ser en espacios no mayores a tres meses. Ya que se trata de alcantarillado sanitario y por consiguiente en él corren aguas con desechos sólidos y la tubería podría taparse con mucha facilidad.

El diseño de alcantarillado sanitario en sí, es una obra de protección comunitaria, pero también necesita de algunos dispositivos que ayuden a cumplir la vida útil del mismo. Estos dispositivos son tomados en cuenta con bastante seriedad y colocados en lugares específicos para que las personas sepan siempre dónde ubicarlos a la hora de que haya necesidad de su uso. Existe gran variedad de obras de protección en todo el ramal, algunas se encuentran a simple vista y otras en el interior del sistema de alcantarillado.

En el municipio de Ipala se utiliza sólo cierto tipo de obras de protección, ya que los recursos con los que se cuenta no son lo suficientemente altos como para construir una gama de obras de protección grande, que pueda evitar cualquier problema en el sistema.

Las obras de protección que se utilizaron para el diseño del alcantarillado sanitario fueron:

- Pozos de visita
- Tubería PVC para evitar filtraciones
- Escaleras tipo marinero para revisión de pozos
- Candelas domiciliarias
- Tapaderas de concreto con base y gancho
- Fosas sépticas

#### **2.1.15. Estudio de impacto ambiental**

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que solo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y este a su vez

provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, etc.

Como impacto ambiental positivo se podría mencionar la no existencia de aguas servidas que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar, la eliminación de fuentes de mosquitos y zancudos, y evitar enfermedades que estos puedan transmitir a los habitantes del lugar.

Estos impactos positivos influirán directamente en la calidad de vida de la población beneficiada, mejorando el entorno de la comunidad y el efecto de la relación hombre–naturaleza, al contar con un sistema adecuado para la disposición de las aguas usadas a nivel domiciliario.

#### **2.1.16. Evaluación socio-económica**

El proyecto de alcantarillado sanitario no será rentable económicamente, debido a que la inversión inicial será muy grande y la renta que se podrá obtener por la prestación del servicio no será suficiente para recuperar la inversión. Esto será confirmado con la determinación de la tasa interna de retorno y el valor presente neto del proyecto, para cada uno de los años que se pretende tenga de vida útil el sistema.

Sin embargo, pese a que económicamente no sea factible el construir el sistema de alcantarillado sanitario, éste será de beneficio para la población debido a que las aguas residuales ya no circularán ni se acumularán sobre las calles de la comunidad, los malos olores, el crecimiento de insectos; como mosquitos, dejarán de ser molestias para los habitantes de los cantones beneficiados. Lo cual contribuirá a que la calidad de vida de la población mejore

y la apariencia de las calles de la comunidad tenga una apariencia limpia y agradable.

#### **2.1.16.1. Valor presente neto**

Valor actual neto o valor presente neto son términos que proceden de la expresión inglesa *net present value*. El acrónimo es NPV en inglés y VPN en español. Es un procedimiento que permite calcular el valor presente, de ahí su nombre, de un determinado número de flujos de caja futuros. El método, además, descuenta una determinada tasa o tipo de interés igual para todo el período considerado. La obtención del VPN constituye una herramienta fundamental para la evaluación y gerencia de proyectos, así como para la administración financiera.

El valor presente neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales son:

$$\text{VPN} < 0$$

$$\text{VPN} = 0$$

$$\text{VPN} > 0$$

Cuando el  $\text{VPN} < 0$ , y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, nos está advirtiendo que el proyecto no es rentable. Cuando  $\text{VPN} = 0$ , nos indica que exactamente se está generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el  $\text{VPN} > 0$ , está indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el % de utilidad. Las expresiones para el cálculo del valor presente son:

$$P = F \left[ \frac{1}{(1+i)^n} \right] \quad P = A \left[ \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

donde:

- P = Valor de pago único en el inicio de la operación o valor presente.
- F = Valor de pago único al final del período de la operación o valor de pago futuro.
- A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta de ingreso.
- I = Tasa de interés de cobro por la operación o tasa de unidad por la inversión a una solución.
- N Período que se pretende dure la operación.

Como es un proyecto de inversión social, la municipalidad desembolsara el 100% del costo total del proyecto en el periodo cero y la comunidad pagará una cuota anual de Q 1 000,00 por derecho de conexiones domiciliarias y mantenimiento del sistema de drenaje y de las fosas sépticas, durante la vida útil del proyecto.

Datos del proyecto:

- Costo total del proyecto = Q. 4 537 494,74
- Anualidad = Q. 1 000,00/conexión
- Conexiones domiciliarias = 217
- Anualidad total = Q1 000,00 x (217) = Q 217 000,00
- Vida útil (n) = 30 años

Valor presente neto para un interés del 2% anual en un período de 30 años.

$$VPN = -4\,537\,494,74 + 217\,000,00 \left[ \frac{(1 + 0,02)^{30} - 1}{0,02 \times (1 + 0,02)^{30}} \right]$$

$$\mathbf{VPN = 322\,536,11}$$

Valor presente neto para un interés del 5% anual en un período de 30 años.

$$VPN = -4\,537\,494,74 + 217\,000,00 \left[ \frac{(1 + 0,05)^{30} - 1}{0,05 \times (1 + 0,05)^{30}} \right]$$

$$\mathbf{VPN = -1\,201\,672,87}$$

#### **2.1.16.2. Tasa interna de retorno**

La tasa interna de retorno o tasa interna de rentabilidad (TIR) de una inversión, está definida como la tasa de interés con la cual el valor actual neto o valor presente neto (VPN) es igual a cero. El VPN es calculado a partir del flujo de caja anual, trasladando todas las cantidades futuras al presente. La tasa interna de retorno es el tipo de descuento que hace igual a cero el VPN. La TIR es una herramienta de toma de decisiones de inversión utilizada para comparar la factibilidad de diferentes opciones de inversión. Generalmente, la opción de inversión con la TIR más alta es la preferida.

Si la TIR es mayor o igual al costo de capital, se acepta el proyecto, de no ser este el caso entonces se rechaza. La expresión que se utiliza es la siguiente:

$$TIR = VPN_{Beneficios} - VPN_{Gastos} = 0$$

Para calcular la tasa interna de retorno, se procede por el método de prueba y error, este consiste en delimitar un rango, el cual, debe existir un VPN negativo y un VPN positivo, para luego interpolar, y así, encontrar la tasa de retorno requerida, la cual nos sirve de guía para determinar la tasa de rendimiento que general una rentabilidad neutral.

Tasa 1	VPN (+)
TIR	VPN = 0
Tasa 2	VPN (-)

Para calcular la tasa interna de retorno se utiliza la siguiente expresión:

$$TIR = i_1 + \left[ \frac{VPN_1}{VPN_2 - VPN_1} \right] (i_2 - i_1)$$

Tomando los valores presentes encontrados en el inciso 2.1.16.1. tenemos:

- (1)  $i = 2\%$        $VPN = 322\,536,11$
- (2)  $i = 5\%$        $VPN = -1\,201\,672,87$

$$TIR = 0,02 + \left[ \frac{322\,536,11}{(-1\,201\,672,87) - 322\,536,11} \right] (0,05 - 0,02)$$

$$\mathbf{TIR = 2,63\%}$$

### 2.1.16.3. Relación costo-beneficio

Para obtener un análisis más certero a cerca del beneficio y costo del presente proyecto se utilizará la siguiente fórmula:

$B/C > 1$  Donde el beneficio a obtenerse del proyecto es mayor que el costo. Por lo que existe rentabilidad en la propuesta del proyecto.

$B/C = 1$  Donde el beneficio a obtenerse del proyecto es igual al costo. Por lo que el proyecto es indiferente ya que no se está obteniendo ganancia pero tampoco se pierde.

$B/C < 1$  Donde el beneficio a obtenerse del proyecto es menor que el costo. Por lo que no es rentable la propuesta del proyecto.

Para poder calcular la relación costo-beneficio primero se encontrará el valor presente neto (VPN) para la tasa interna de retorno:

$$VPN = -4\,537\,494,74 + 217\,000,00 \left[ \frac{(1 + 0,0263)^{30} - 1}{0,0263 \times (1 + 0,0263)^{30}} \right]$$

$$VPN = -73\,359,43$$

Datos:

- Costo total del proyecto (C) = Q 4 537 494,74
- Beneficio (B) = Q -73 359,43

$$\frac{B}{C} = \frac{-73\,359,43}{4\,537\,494,74} = 0,016$$

La propuesta de disposición y tratamiento de aguas no es rentable para la municipalidad de Ipala, ya que el índice beneficio costo, es menor a uno, las únicas ventajas serán para los pobladores de la aldea Cacahuatepeque y el ecosistema que rodea a la misma.

### 2.1.17. Presupuesto

**Tabla II. Integración precios unitarios totales**

INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS TOTALES  
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EPS DE INGENIERÍA CIVIL  
 EPESISTA: SERGIO ALEJANDRO MARTÍNEZ ZELAYA  
 MUNICIPALIDAD DE IPALA  
 PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA CACAHUATEPEQUE



No.	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	ml	3120,88	Q 11,10	Q 34 648,01
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	ml	3120,88	Q 603,18	Q 1 882 466,13
3	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	217,00	Q 4 583,53	Q 994 626,37
4	POZOS DE VISITA ≤ 3 m.	Unidad	65,00	Q 9 540,08	Q 620 104,94
5	POZOS DE VISITA > 3 m.	Unidad	21,00	Q 22 865,52	Q 480 176,01
6	CAJAS DE VISITA	Unidad	8,00	Q 5 693,82	Q 45 550,60
7	FOSA SÉPTICA	Unidad	2,00	Q 239 961,34	Q 479 922,67
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 4 537 494,74</b>

2.1.18. Cronograma de avance físico y financiero

Tabla III. Cronograma de avance físico y financiero



**CRONOGRAMA DE AVANCE FÍSICO Y FINANCIERO**  
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE INGENIERÍA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EPS DE INGENIERÍA CIVIL  
 EPESISTA: SERGIO ALEJANDRO MARTÍNEZ ZELAYA  
 MUNICIPALIDAD DE IPALA  
 PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA CACAHUATEPEQUE

No.	REGLÓN	INVERSIÓN	PERIODO DE EJECUCIÓN																
			1er. MES	2do. MES	3er. MES	4to. MES	5to. MES	6to. MES	7mo. MES										
1	PRELIMINARES	Q. 34 648,01																	
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	Q. 1 882 466,13																	
3	CONEXIONES DOMICILIARES	Q. 994 626,37																	
4	POZOS DE VISITA ? 3.00m.	Q. 620 104,94																	
5	POZOS DE VISITA > 3.00m.	Q. 480 176,01																	
6	CAJAS DE VISITA	Q. 45 550,60																	
7	FOSA SÉPTICA	Q. 479 922,67																	
<b>TOTAL</b>		<b>Q. 4 537 494,74</b>																	
INVERSIÓN ESTIMADA MENSUAL (%)			6,39	12,01	14,68	20,24	20,24	20,24	20,24	20,24	20,10	20,10	20,10	20,10	20,10	20,10	20,10	20,10	20,10
INVERSIÓN ESTIMADA ACUMULADA (%)			6,39	18,40	33,09	53,33	73,57	93,67	100										
INVERSIÓN ESTIMADA MENSUAL (Q)			Q. 289 908,56	Q. 545 169,12	Q. 666 267,40	Q. 918 517,42	Q. 912 010,19	Q. 912 010,19	Q. 912 010,19	Q. 912 010,19	Q. 912 010,19								
INVERSIÓN ESTIMADA ACUMULADA (Q)			Q. 289 908,56	Q. 835 077,68	Q. 1 501 345,08	Q. 2 419 862,50	Q. 3 338 379,91	Q. 4 257 897,32	Q. 5 176 414,74	Q. 6 094 932,16	Q. 7 012 942,35	Q. 7 930 952,54	Q. 8 848 962,73	Q. 9 766 972,91	Q. 10 684 983,10	Q. 11 602 993,29	Q. 12 520 003,48	Q. 13 438 013,67	Q. 14 356 023,86

## **2.2. Diseño de la edificación de tres niveles para aldea El Obraje, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula**

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consistirá en diseñar una edificación de tres niveles, destinada para oficinas y palcos dentro del coliseo de la aldea El Obraje, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula. Dicho edificio tiene como principal objetivo proporcionar un espacio adecuado para las autoridades que visiten el municipio, así como un espacio destinado para las labores de la prensa que se acerque al coliseo a cubrir las actividades que en él se realicen, además de un espacio donde se puedan ubicar las oficinas del coliseo.

La construcción de hará en un área de 85 metros cuadrados, utilizando el primer nivel para oficinas, el segundo nivel para los palcos de prensa y baños y el tercero para los palcos de visitantes también con baños. Se utilizará el sistema estructural de marcos dúctiles y losa tradicional, basando la construcción en el código ACI 318-99, los muros de división serán de mampostería de block pómez de un espesor de 0,15 metros.

### **2.2.2. Investigación preliminar**

#### **2.2.2.1. Terreno disponible**

El terreno con el que se cuenta es de un área de 90 metros cuadrados, dentro del coliseo El Obraje, localizado en la aldea del mismo nombre a 1,5 kilómetros de la cabecera municipal de Ipala, sobre la carretera que conduce a San Luis Jilotepeque.

## 2.2.2.2. Análisis de suelos

### 2.2.2.2.1. Ensayo triaxial

Para poder apreciar las características del suelo donde se construirá la edificación, como también para conocer el valor soporte del suelo, se realizó el ensayo de compresión triaxial, mediante el método propuesto por el Dr. Terzaghi.

La teoría de Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por adoptar a la mecánica de suelos. Terzaghi propuso el mecanismo de falla para un cimiento poco profundo de longitud infinita normal al plano del papel, después de todo el análisis que el doctor Terzaghi realizó, llegó a la siguiente ecuación.

$$q_d = 1,3 * C * N_c + \gamma_s * D_z * N_q + 0.4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

donde:

$q_d$  = Valor de esfuerzo límite.

$C$  = Coeficiente de cohesión del suelo.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna.

$N_c$  = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión.

$\gamma_s$  = Peso específico del suelo.

$D_z$  = Desplante del cimiento.

$N_q$  = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga.

$B$  = Base de la zapata.

$N_\gamma$  = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.

El ensayo de compresión triaxial no consolidado y no drenado se realizó a una muestra inalterada de suelo de 1 pie cúbico de volumen. La muestra dio una descripción del suelo de una arena arcillosa color café, con una cohesión de 2,60 toneladas por metro cuadrado y un ángulo de fricción interna de 16,17 grados.

datos:

$$C = 2,60 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 16,17^\circ$$

$$\gamma_s = 1,62 \text{ t/m}^3$$

$$B = 1,50 \text{ m}$$

$$D_z = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 2,5$$

$$\phi_{\text{rad}} = \frac{\pi * \phi}{180} = \frac{\pi * 16,17}{180} = 0,28 \text{ rad.}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \phi_{\text{rad}}\right) * \tan \phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0,28\right) * \tan(16,17)}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{16,17}{2}\right)} = 5,01$$

$$N_c = \cot \phi * (N_q - 1) = \cot(16,17) * (5,01 - 1) = 13,83$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(5,01 + 1) \tan(16,17) = 3,49$$

entonces:

$$q_d = 1,3 * C * N_c + \gamma_s * D_z * N_q + 0,4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

$$q_d = 1,3 * 2,6 * 13,83 + 1,62 * 1,50 * 5,01 + 0,4 * 1,62 * 1,50 * 3,49 = 62,3 \text{ t/m}^2$$

El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la expresión matemática formulada por Terzaghi.

$$V_s = \frac{q_d}{FS} = \frac{62,3}{2,5} = 24,92 \text{ t/m}^2$$

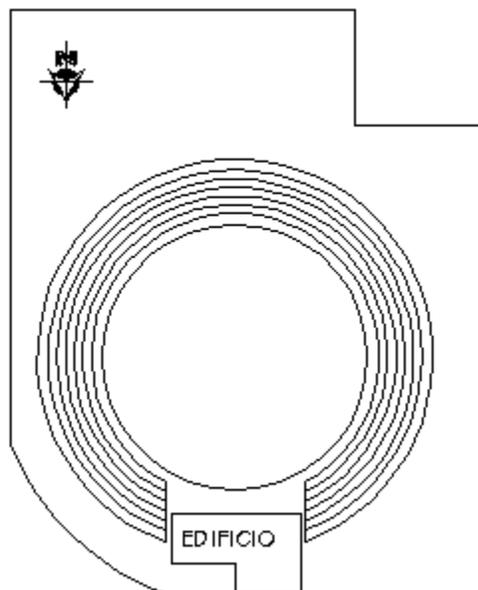
Por seguridad se adoptará  $24 \text{ t/m}^2$

### 2.2.3. Diseño arquitectónico

#### 2.2.3.1. Ubicación del edificio en el terreno

El lugar disponible para la construcción del edificio es en la entrada del coliseo, justo en medio del graderío, para que la vista de los palcos sea libre y pueda tener alcance a todos los puntos del coliseo como lo muestra la figura 8.

**Figura 8. Ubicación del edificio en el terreno**



### **2.2.3.2. Distribución de ambientes**

El hombre realiza objetos para servirse de ellos, por eso las medidas del espacio que lo rodea están en relación con su cuerpo. Los edificios deben diseñarse de acuerdo con las necesidades que se tengan, sus dimensiones estarán limitadas por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan.

La distribución de ambientes se refiere a darle la forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso.

### **2.2.3.3. Altura del edificio**

Se elige un edificio de tres niveles por razón de espacio disponible. La altura será de 3 m en todos los ambientes, se dejará con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

### **2.2.3.4. Selección del sistema estructural a usar**

No se requieren fórmulas matemáticas para seleccionar un sistema estructural; todo es conceptual. Luego se hace el cálculo, que comprueba el sistema que garantiza su seguridad y economía.

En la elección del sistema estructural, influyen, en la toma de decisiones, factores de resistencia, economía, estética, materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

Se ha elegido un sistema estructural del tipo de marcos rígidos de concreto reforzado, con losas planas y tabiques de mampostería de block pómez; además, todo el sistema se construirá en obra usando los métodos tradicionales.

## **2.2.4. Análisis estructural**

Este análisis es el proceso que se realiza para determinar respuestas de la estructura ante las acciones exteriores, que puedan afectar; en otras palabras, se determinan los efectos de las cargas aplicadas a una estructura.

### **2.2.4.1. Pre-dimensionamiento estructural**

Pre-dimensionar la estructura es darle medidas preliminares a los elementos que la componen, los cuales serán utilizados para soportar cargas aplicadas en los mismos. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos que se describen a continuación:

#### **2.2.4.1.1. Losas**

Lo que se calcula es el peralte (t) de ella. El método usa como variable las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso todas las losas están apoyadas en los cuatro lados; se tienen varias medidas de losas, por tanto, se toma la crítica y el peralte resultante se usa en todas.

$$t_{\text{losa}} = \frac{\text{Perimetro}_{\text{losa}}}{180}$$

$$t_{\text{losa}} = \frac{2(6) + 2(3)}{180} = 0,10 \text{ m}$$

### 2.2.4.1.2. Vigas

El método utilizado para el pre-dimensionamiento de vigas, determina su peralte (h), el cual depende de la luz que cubran las mismas. La base (b) de la viga queda a criterio del diseñador, en este caso se utiliza el ancho de las columnas.

El pre-dimensionamiento se realiza para la viga crítica, es decir la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. Se tomará el criterio de 8% de la luz libre según ACI 318s-2005.

$$h = \frac{8cm}{ml_{claro}} = 8 \text{ cm/ml} * 6 \text{ ml} = 48 \text{ cm} \quad (\text{Utilizaremos } 0,50 \text{ m de peralte})$$

Para determinar la base de la viga se utilizará el criterio de  $\frac{1}{2}$  de h:

$$b = \frac{50 \text{ cm}}{2} = 25 \text{ cm} \quad (\text{Utilizaremos } 0,25 \text{ m de base})$$

### 2.2.4.1.3. Columnas

El Ing. J.M. Rubio propone calcular el área gruesa de columnas a través de la relación:

$$P_{act} = \sum P_{cubierta} + P_{vigas} + P_{columnas}$$

$$A_g = \frac{P_{act}}{0,17f_c}$$

donde:

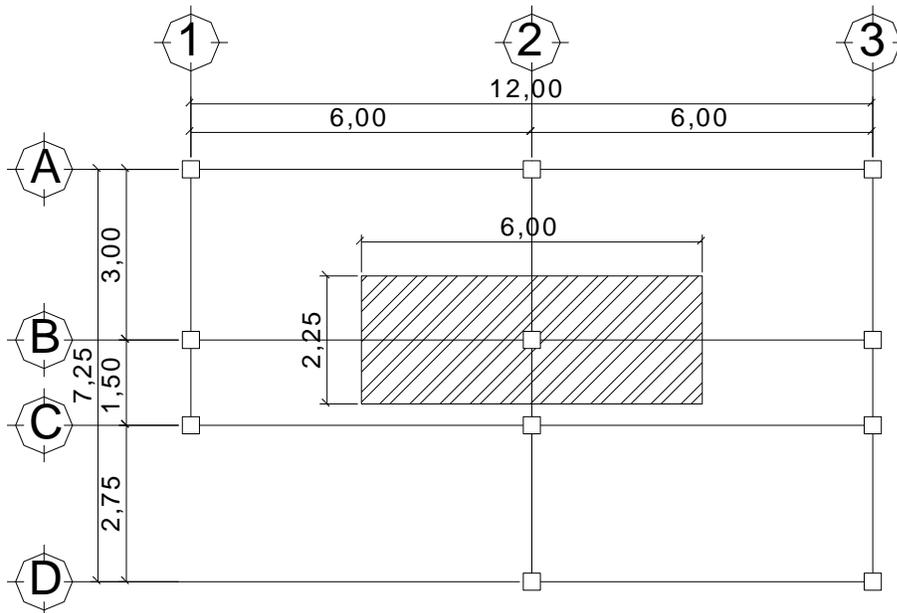
$P_{act}$  = Integración de carga axial debida al área tributaria de la columna crítica

$A_g$  = Área bruta de la sección de la columna crítica

$f'_c$  = Resistencia máxima a la compresión del concreto

Se delimita el área tributaria de la columna crítica ( $A_c$ ), ubicada en la intersección de los ejes B y 2 (ver figura 9).

**Figura 9. Planta del área tributaria de la columna crítica**



$$A_c = (6 * 2,25) = 13,50 \text{ m}^2$$

Integración de cargas.

$$\text{Losa niveles 1, 2 y 3} = 3 * (2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} * 13,5 \text{ m}^3) = 9\,720 \text{ kg.}$$

$$\text{Acabados niveles 1, 2 y 3} = 3 * (25 \text{ kg/m}^2 * 13,5 \text{ m}^3) = 337,5 \text{ kg.}$$

Impermeabilizante nivel 3 =  $(10 \text{ kg/m}^2 * 13,5 \text{ m}^3) = 135 \text{ kg}$ .

Piso niveles 1 y 2 =  $2 * (120 \text{ kg/m}^2 * 13,5 \text{ m}^3) = 3 240 \text{ kg}$ .

Vigas niveles 1, 2 y 3 =  $3 * (2 400 \text{ kg/m}^3 * 0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 8,25 \text{ m}) = 7 425 \text{ kg}$ .

Columnas niveles 2 y 3 =  $2 * (2 400 \text{ kg/m}^3 * 0,25 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 3 \text{ m}) = 900 \text{ kg}$ .

$P_{act} = 21 757,5 \text{ kg}$ .

Para la determinación del área bruta de la sección de la columna se necesita conocer la resistencia máxima del concreto, por lo que se utilizará una resistencia de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}$ .

$$A_g = \frac{P_{act}}{0,17f'c} = \frac{21 757,5 \text{ kg}}{0,17 * 210 \text{ kg/cm}} = 604,45 \text{ cm}^2$$

Si se utiliza una columna de sección cuadrada bastará con hallarle la raíz cuadrada al área bruta  $A_g$ :

$$\text{Lado columna} = \sqrt{604,45 \text{ cm}^2} = 24,69 \text{ cm}.$$

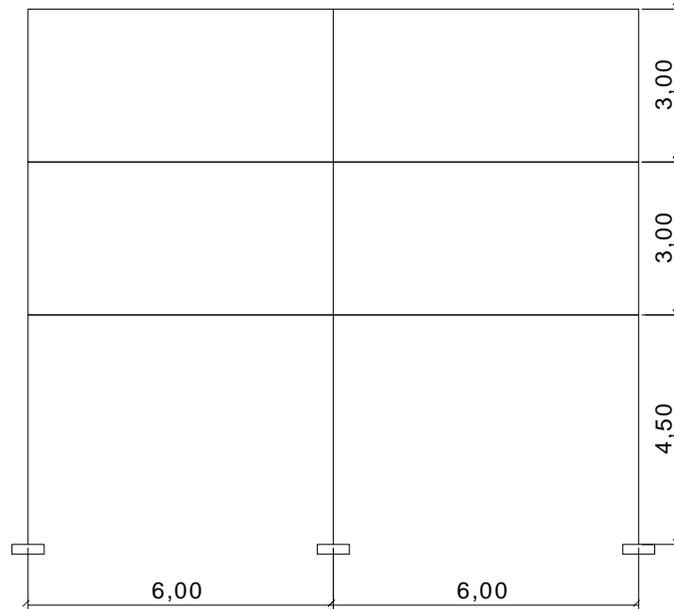
Utilizaremos columnas cuadradas 0,30 m por 0,30 m.

#### **2.2.4.2. Modelos matemáticos de marcos rígidos**

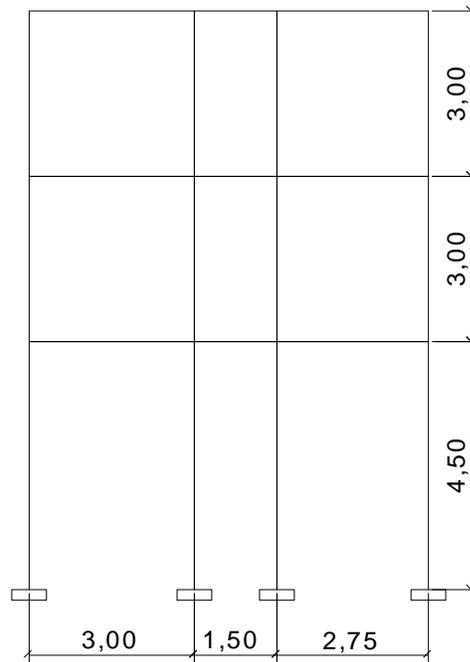
El modelo matemático de un marco rígido es una gráfica que representa tanto la forma como las dimensiones, y sirve para hacer el análisis estructural del mismo.

Para este caso se muestran los marcos críticos de análisis que representan al sentido X y Y en las figuras 10 y 11.

**Figura 10. Marco rígido B sentido X**



**Figura 11. Marco rígido 2 sentido Y**



### **2.2.4.3. Cargas aplicadas a marcos rígidos**

Las fuerzas presentes en una estructura se suelen dividir en externas e internas. Las primeras están constituidas por las cargas aplicadas sobre los elementos y las segundas a las reacciones de los apoyos. En esta sección se analizará las distintas cargas o fuerzas externas que actúan sobre una estructura a lo largo de su vida útil. Dependiendo de la manera de como las cargas sean aplicadas, éstas tienden a deformar la estructura y sus componentes.

Existen muchas formas de clasificar las cargas o fuerzas que actúan sobre una estructura, estas clasificaciones obedecen a diversos puntos de vista; sin embargo, en el presente trabajo se clasificaran las cargas de acuerdo con la dirección de su aplicación, es decir, cargas verticales y cargas horizontales.

#### **2.2.4.3.1. Cargas verticales**

También llamadas cargas gravitacionales, ya que son producto de la fuerza que ejerce la gravedad sobre la estructura y los cuerpos que permanecen en ella. Este tipo de carga se clasifica de la siguiente manera:

- a) Cargas vivas
- b) Cargas muertas

#### **2.2.4.3.1.1. Cargas vivas**

Las cargas vivas son cargas gravitacionales de ocupación, móviles o movibles, que generalmente encierran para el diseñador un mayor grado de incertidumbre. Estas son las que soporta el edificio de manera transitoria, se pueden aplicar por varias horas o años, su magnitud es variable y depende del uso que va a darse a la edificación. Las cargas vivas, si están adecuadamente escogidas, rara vez serán excedidas durante la vida útil de la estructura.

Las cargas vivas mínimas para las cuales deben diseñarse las estructuras se especifican usualmente en códigos internacionales de construcción, tales como: SEAOC, ANSI, CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DEL DISTRITO FEDERAL, UBC y ASCE, entre otros.

A continuación, se presentan los valores de cargas vivas adoptados para nuestro diseño, las cuales fueron tomadas del código de construcción del Distrito Federal:

- Carga viva cubierta = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Carga viva oficinas y palcos = 250 kg/m<sup>2</sup>
- Carga viva pasillo = 350 kg/m<sup>2</sup>
- Carga viva escaleras = 350 kg/m<sup>2</sup>

#### **2.2.4.3.1.2. Cargas muertas**

Son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con

buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y del peso específico de los materiales.

Los pesos unitarios y pesos por unidad de área utilizados para la determinación de la carga muerta, son los siguientes.

- Peso específico del concreto = 2 400 kg/m<sup>3</sup>
- Muros de mampostería = 150 kg/m<sup>2</sup>
- Impermeabilizante en cubierta = 10 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados = 25 kg/m<sup>2</sup>
- Piso + mezclón = 120 kg/m<sup>2</sup>

#### **2.2.4.3.2. Cargas horizontales**

Las constituyen aquellas fuerzas que actúan ortogonalmente o casi, respecto a la línea de acción de la gravedad. Se dividen en tres categorías:

- a) Sismo
- b) Viento
- c) Presión (fluidos, tierra, granos)

Este proyecto se enfocará en la influencia que tiene la carga sísmica sobre una estructura.

#### **2.2.4.3.2.1. Cargas sísmicas**

Para una estructura dada, las fuerzas sísmicas pueden determinarse mediante distintos métodos aceptados por normas internacionales de diseño de estructuras, entre estos están: a) método de la fuerza estática equivalente, b) métodos de análisis dinámico elástico, c) métodos de análisis dinámico inelástico, y d) métodos de análisis alternos. En este diseño se describirá únicamente el primero de ellos.

#### **2.2.4.4. Integración de cargas**

##### **2.2.4.4.1. Integración de carga vertical**

Es el proceso por medio del cual se obtienen las cargas linealmente distribuidas aplicadas a los elementos que conforman los marcos dúctiles en especial a las vigas, para posteriormente realizar el análisis estructural y obtener las fuerzas internas en las reacciones y nudos rígidos.

##### **2.2.4.4.1.1. Método de áreas tributarias**

El área tributaria es el área de influencia de carga de un elemento estructural la cual incluye toda la porción de la construcción, en la cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección del elemento que se está considerando. La obtención de la carga que se debe considerar actuando sobre las vigas se determina de la siguiente manera.

$$\bar{W} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) = \frac{\text{Área tributaria (m}^2) * W \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)}{\text{longitud (m)}}$$

donde:

$\bar{W}$  = Fuerza distribuida por metro lineal

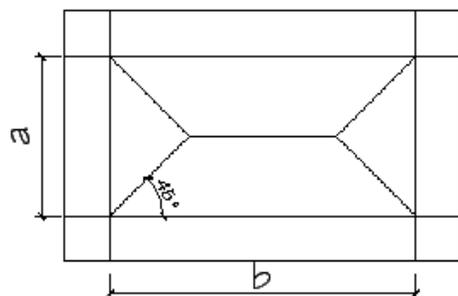
$W$  = Fuerza distribuida por metro cuadrado

longitud = Longitud de influencia de la fuerza distribuida

- **Obtención de las áreas tributarias**

Existen algunas reglas sencillas para determinar el área tributaria y están basadas en la localización de las líneas de influencia en que la fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección. La ubicación de las líneas de influencia se logra a través de líneas que forman un ángulo de 45° respecto a los apoyos (figura 12).

**Figura 12. Área tributaria para integración de carga vertical sobre vigas**



$$a/b \geq 0,50$$

Para la determinación matemática del área tributaria, es necesario identificar dos figuras geométricas conocidas dentro del esquema presentado en la figura 12; las cuales son: 2 trapecios y 2 triángulos. Las ecuaciones matemáticas para hallar dicha área tributaria son las siguientes.

$$A_{\text{trapecio}} = \frac{a}{2} \left( \frac{2b - a}{2} \right)$$

$$A_{\text{triangulo}} = \frac{a^2}{4}$$

### **Proceso de cálculo para integrar la carga vertical**

A continuación se presentará el proceso de cálculo realizado para la obtención de la carga vertical linealmente distribuida en los marcos típicos correspondientes al eje X y al eje Y.

Como primer paso, se procede a obtener las áreas tributarias que actúan sobre los marcos típicos, el marco 2 del eje Y y el marco B del eje X.

#### **a) Áreas tributarias de carga vertical del edificio**

$$A_1 = \frac{3}{2} \left( \frac{2(6) - 3}{2} \right) = 6,75 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{3^2}{4} = 2,25 \text{ m}^2$$

$$A_3 = \frac{2,75}{2} \left( \frac{2(6) - 2,75}{2} \right) = 6,36 \text{ m}^2$$

$$A_4 = \frac{2,75^2}{4} = 1,89 \text{ m}^2$$

$$A_5 = \frac{6(1,50)}{2} = 4,50 \text{ m}^2$$

$$A_6 = 20\% \left( \frac{6 * 1,50}{2} \right) = 0,90 \text{ m}^2$$

**b) Cálculo de carga distribuida sobre el marco dúctil típico sentido X (eje B) tercer nivel (tramo entre los ejes 1 y 2)**

Carga muerta (CM):

Impermeabilizante =	10 kg/m <sup>2</sup>
Acabados =	25 kg/m <sup>2</sup>
Losa (0.10 m*2 400 kg/m <sup>3</sup> ) =	240 kg/m <sup>2</sup>
	275 kg/m <sup>2</sup> .

$$W_{CM} = \frac{\text{Área tributaria (m}^2) * 275(\text{kg/m}^2)}{\text{longitud (m)}} + \frac{\text{peso viga}}{\text{ml}}$$

$$W_{CM} = \frac{(6,75 + 4,5)\text{m}^2 * 275\text{kg/m}^2}{6 \text{ m}} + 2 \cdot 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} = 815,6 \text{ kg/m}$$

Carga viva (CV):

$$W_{CV} = \frac{\text{Área tributaria (m}^2\text{)} * 100(\text{kg/m}^2)}{\text{longitud (m)}}$$

$$W_{CV} = \frac{(6,75 + 4,5)\text{m}^2 * 100 \text{ kg/m}^2}{6 \text{ m}} = 187,5 \text{ kg/m}$$

**c) Cálculo de carga distribuida sobre el marco dúctil típico sentido X (eje B) primer y segundo nivel (tramo entre los ejes 1 y 2)**

Carga muerta (CM):

Piso + mezcla =	120 kg/m <sup>2</sup>
Acabados =	25 kg/m <sup>2</sup>
Losa (0.10 m*2 400 kg/m <sup>3</sup> ) =	240 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	385 kg/m <sup>2</sup> .

Muro = 150 kg/m<sup>2</sup>

$$W_{CM} = \frac{\text{Área tributaria (m}^2\text{)} * 385(\text{kg/m}^2)}{\text{longitud (m)}} + \frac{\text{peso viga}}{\text{ml}} + \frac{\text{peso muro}}{\text{ml}}$$

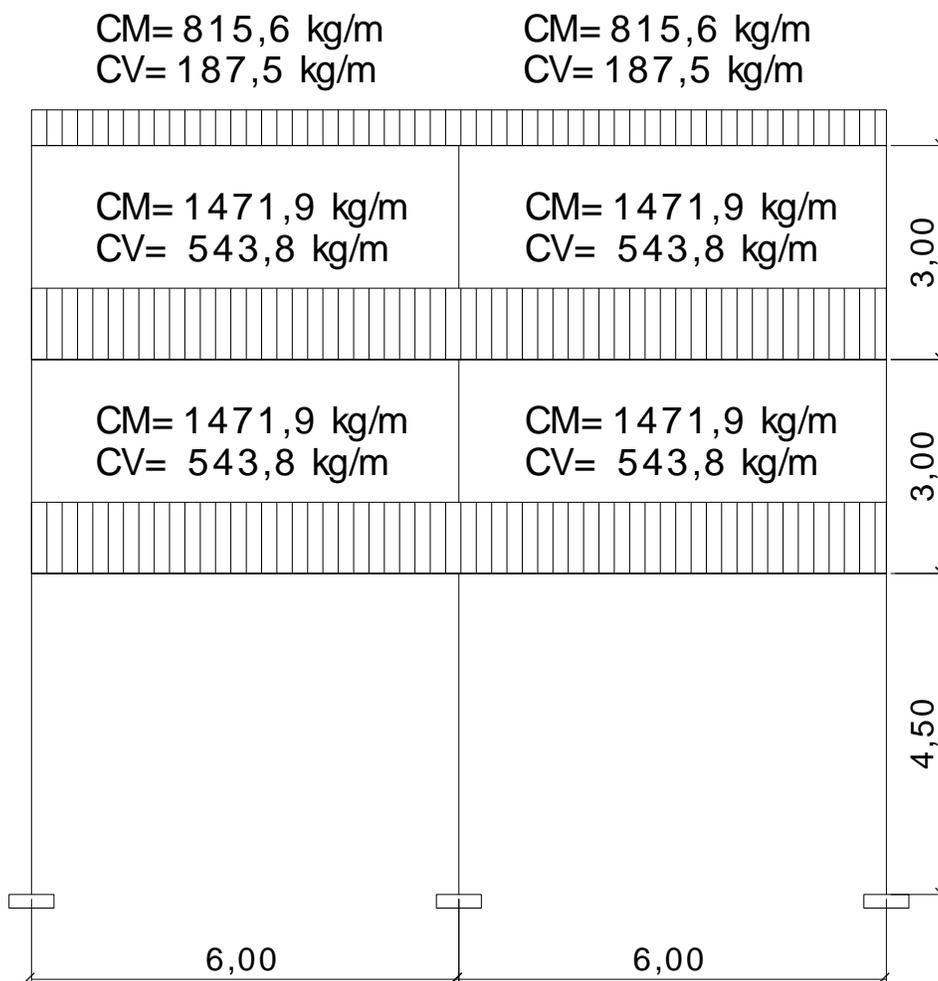
$$W_{CM} = \frac{(6,75 + 4,5)\text{m}^2 * \frac{385 \text{ kg}}{\text{m}^2}}{6 \text{ m}} + 2 \cdot 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m}$$
$$+ 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m} = 1471,9 \text{ kg/m}$$

Carga viva (CV):

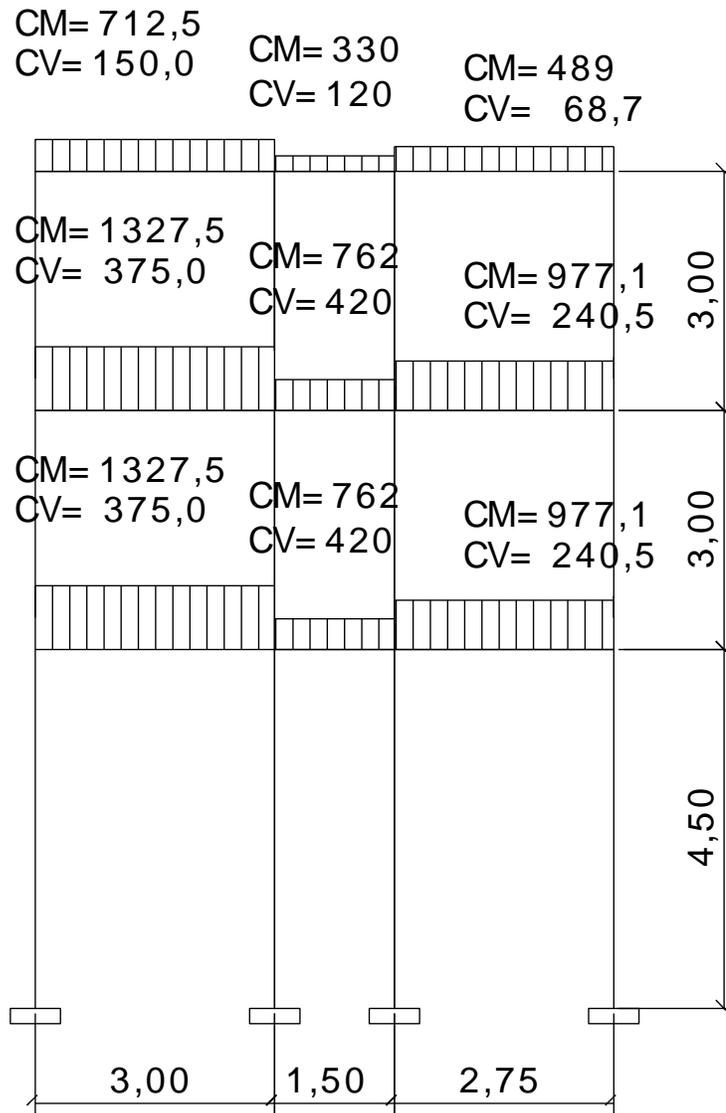
$$W_{CV} = \frac{(6,75)m^2 * 250 \text{ kg/m}^2}{6 \text{ m}} + \frac{(4,50)m^2 * 350 \text{ kg/m}^2}{6 \text{ m}} = 543,75 \text{ kg/m}$$

Los valores de carga muerta y carga viva de todos los tramos de la estructura, fueron calculados usando el procedimiento anterior. Los valores de los marcos típicos en el sentido X y Y se muestran a continuación,

**Figura 13. Integración de carga vertical y modelo matemático, de marco dúctil típico sentido X (marco B)**



**Figura 14. Integración de carga vertical y modelo matemático, de marco dúctil típico sentido Y (marco 2)**



#### 2.2.4.4.2. Integración de carga horizontal

Desde el punto de vista de las estructuras, los acontecimientos sísmicos son movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra.

A medida que el terremoto se mueve, la inercia tiende a mantener la estructura en su sitio original. El propósito del diseño sísmico es dimensionar las estructuras proporcionando elementos sismo-resistentes óptimos, de manera que éstas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno.

A continuación se describe el método estático equivalente para la integración de la carga sísmica.

#### **2.2.4.4.2.1. Método estático equivalente o corte basal**

El método de la fuerza estática equivalente o corte basal consiste fundamentalmente en reemplazar el efecto de sismo en un edificio por fuerzas horizontales equivalentes, esto se logrará hallando una fuerza en la base del edificio, la cual se distribuirá posteriormente en toda la altura del edificio, y ésta a su vez se distribuirá en los elementos sismo-resistentes de forma proporcional a su rigidez. Para la obtención del corte basal se utiliza el método propuesto por el código internacional SEAOC.

$$V = ZIKCSW$$

donde:

**Z** = Se le denomina coeficiente de riesgo sísmico, varía según la zona sísmica del globo terráqueo (para Guatemala  $Z = 1$ , ya que pertenece a la zona sísmica número 4).

**I** = Depende de la importancia o la utilidad que se le vaya a dar a la estructura, después del sismo. En viviendas unifamiliares va a ser menor su coeficiente y para estructuras de uso público como hospitales, centros de comunicación, etc. el coeficiente será mayor; su rango estará comprendido entre:

$$1,0 \leq I \leq 1,5$$

**K** = Dependerá del tipo de estructura seleccionada, y puede tomar los siguientes valores:

0,67 marcos dúctiles sin contraventeo

0,80 marcos dúctiles y sistemas de corte (embreizados, muros)

1,00 mampostería

2,50 diseños especiales (péndulos invertidos)

**C** = Depende de la flexibilidad de la estructura, y se mide en función del período de vibración "T". Definiendo "T" como el intervalo de tiempo que necesita la estructura para completar una vibración, T está determinado por:

$$T = \frac{0,0906h}{\sqrt{b}}$$

donde:

h = altura del edificio (metros).

b = dimensión del edificio paralelo a la acción del sismo considerado.

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0,12$$

**S** = Depende el tipo de suelo a cimentar (resonancia del suelo), comprendida entre:  $1,00 \leq S \leq 1,50$ , teniendo la limitación:

$$CS \leq 0,14$$

**W** = Es la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva.

Para estructuras de un nivel o livianas, el coeficiente ZIKCS es igual a 0,10, lo que definiría el corte basal como  $V = 0,10W$ . Por otro lado cabe destacar que entre mayor sea el peso de la estructura, mayor será la magnitud de la fuerza estática equivalente.

### **Proceso de cálculo para la determinación del corte basal**

El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio. Por tal razón, es necesario hallar el corte basal para ambas direcciones, y determinar a través de la excentricidad del centro de masa y al centro de rigidez, si existe algún tipo de torsión inducida sobre la estructura.

Se empezará por determinar el peso total de la estructura:

### **Determinación del peso de la estructura**

#### **a) Tercer nivel**

#### **Carga muerta**

$$W_{\text{losa}} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,10 \text{ m} * 70,5 \text{ m}^2 = 16\,920 \text{ kg}$$

$$W_{\text{impermeabilizante}} = 10 \text{ kg/m}^2 * 70,5 \text{ m}^2 = 705 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 25 \text{ kg/m}^2 * 70,5 \text{ m}^2 = 1 762,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 2 400 \text{ kg/m}^3 * 0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 63,75 \text{ m} = 19 125 \text{ kg}$$

$$W_{1/2\text{columna}} = 11 \text{ unidades} * \left( 2 400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 1,5 \text{ m} \right) = 3 564 \text{ kg}$$

$$W_{1/2\text{muro}} = 150 \text{ kg/m}^2 * 49,25 \text{ m} * 1,5 \text{ m} = 11 081,25 \text{ kg}$$

Total de la carga muerta 53 157,75 kg.

### **Carga viva**

$$W_{\text{CV}} = \left( 100 \text{ kg/m}^2 \right) * 70,5 \text{ m}^2 = 7 050 \text{ kg}$$

### **Peso del tercer nivel**

$$W = \text{CM} + 25\% \text{CV}$$

$$W = 53 157,75 + 0,25(7 050) = 54 920,25 \text{ kg}$$

### **b) Segundo nivel**

#### **Carga muerta**

$$W_{\text{losa}} = 2 400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} * 70,5 \text{ m}^2 = 16 920 \text{ kg}$$

$$W_{\text{piso+mezclon}} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 70,5 \text{ m}^2 = 8\,460 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 70,5 \text{ m}^2 = 1\,762,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 63,75 \text{ m} = 19\,125 \text{ kg}$$

$$W_{1+1/2\text{columna}} = 11 \text{ unidades} * \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 4,5 \text{ m} \right) \\ = 10\,692 \text{ kg}$$

$$W_{1+1/2\text{muro}} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 32,8 \text{ m} * 4,5 \text{ m} = 22\,140 \text{ kg}$$

Total de la carga muerta 79 099,50 kg.

### **Carga viva**

$$W_{CV} = \left( 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 47,25 \text{ m}^2 \right) + \left( 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 23,25 \text{ m}^2 \right) = 19\,950 \text{ kg}$$

### **Peso del segundo nivel**

$$W = CM + 25\%CV$$

$$W = 79\,099,5 + 0,25(19\,950) = 84\,087 \text{ kg}$$

### c) Primer nivel

#### Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,10 \text{ m} * 70,5 \text{ m}^2 = 16\,920 \text{ kg}$$

$$W_{\text{piso+mezclon}} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 70,5 \text{ m}^2 = 84\,60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 70,5 \text{ m}^2 = 1\,762,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 63,75 \text{ m} = 19\,125 \text{ kg}$$

$$W_{1+1/2\text{columna}} = 11 \text{ uni.} * \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 6 \text{ m} \right) = 14\,256 \text{ kg}$$

$$W_{1+1/2\text{muro}} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 58,25 \text{ m} * 6,0 \text{ m} = 52\,425 \text{ kg}$$

Total de la carga muerta 112 948,50 kg.

#### Carga viva

$$W_{CV} = \left( 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 47,25 \text{ m}^2 \right) + \left( 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 23,25 \text{ m}^2 \right) = 19\,950 \text{ kg}$$

#### Peso del primer nivel

$$W = CM + 25\%CV$$

$$W = 112\,948,50 + 0,25(19\,950) = 117\,936 \text{ kg}$$

## Peso total de la estructura

$$W_{total} = 54\,920,25 \text{ kg} + 84\,087 \text{ kg} + 117\,936 \text{ kg} = 256\,943,25 \text{ kg}$$

## Determinación del corte

Datos:

Z = 1 (ciudad de Guatemala, zona sísmica 4).

I = 1,25 (edificios oficinas).

K = 0,67 (marcos dúctiles sin contraventeo).

S = 1,5 (adoptamos el valor más grande del intervalo permitido, por que no se conoce el valor "S" exacto de nuestro suelo).

W = 256 943,25 kg

Determinación del coeficiente C:

Altura del edificio = 10,5 m

Base del edificio sentido X = 12 m

Base del edificio sentido Y = 7,25 m

$$T_x = \frac{0,0906 * 10,5}{\sqrt{12}} = 0,2746$$

$$T_y = \frac{0,0906 * 10,5}{\sqrt{7,25}} = 0,3533$$

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0,2746}} = 0,127$$

$$C_y = \frac{1}{15\sqrt{0,3533}} = 0,112$$

Chequeo de CS:

$$C_X * S = 0,127 * 1,5 = 0,19 \text{ (usar CS = 0,14)}$$

$$C_Y * S = 0,112 * 1,5 = 0,17 \text{ (usar CS = 0,14)}$$

Debido a que los valores de CS en los dos sentidos son mayores al valor permitido, se utilizará el valor máximo en ambos sentidos, por lo que el valor del corte basal será el mismo en las dos direcciones:

$$V = ZIKCSW$$

$$V = (1)(1,25)(0,67)(0,14)(1,5)(256\,943,25) = 45\,189,89 \text{ kg}$$

#### 2.2.4.4.2.2. Fuerzas por nivel

El cortante de diseño en la base  $V$ , se distribuye en la altura de la estructura de acuerdo con:

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n Fi$$

donde:

$V$  = Corte basal en el sentido en la dirección analizada.

$Ft$  = Fuerza concentrada aplicada en la cúspide de la estructura.

$Fi$  = Fuerza en el nivel "i".

- **Fuerza concentrada aplicada en la cúspide de la estructura “Ft”**

Si el período fundamental de vibración T es mayor a 25 segundos, la fuerza concentrada aplicada en la parte superior de la estructura o cúspide, se calcula de la siguiente manera.

$$F_t = 0,07TV \text{ para } T \geq 25 \text{ segundos}$$

Por el contrario si el periodo fundamental de vibración T es menor a 25 segundos:

$$F_t = 0 \text{ para } T \leq 25 \text{ segundos}$$

- **Fuerza aplicada en el nivel “Fi”**

La porción restante del cortante en la base se distribuye en la altura de la estructura incluyendo el nivel superior “n” (nivel donde se aplicó la fuerza en la cúspide) de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum_i^n W_i * h_i}$$

donde:

V = Corte basal en la dirección del análisis

Ft = Fuerza en la cúspide

Wi = Peso del nivel “i”

hi = Altura del nivel “i”

La determinación del cortante de piso de diseño  $V_x$ , es igual a la suma de las fuerzas  $F_t$  y  $F_i$  por encima del piso en análisis. Más adelante se verá que las fuerzas por marco se distribuyen de forma proporcional a la rigidez de los elementos sismo resistentes.

- **Proceso de cálculo para la distribución de las fuerzas por nivel**

Inicialmente se comparan los períodos de vibración obtenidos en la determinación del corte basal, para encontrar los valores de  $F_t$  en cada sentido:

$$T_x = 0,2746 \text{ (período de vibración en X).}$$

$$T_y = 0,3533 \text{ (período de vibración en Y).}$$

Como ambos períodos de vibración son menores a 25 segundos, la fuerza aplicada en la cúspide es igual a cero ( $F_t = 0$ ) para ambos sentidos.

Debido a que la fuerza en la cúspide es cero para ambos sentidos, y que el valor del corte basal es igual para cada sentido (sentido X y sentido Y). Entonces, las fuerzas por nivel obtenidas serán las mismas para cada sentido de la estructura, y se obtendrán de la siguiente manera.

**Tabla IV. Cálculo de fuerzas por nivel**

	$h_i$ (m)	$W_i$ (Kg)	$W_i \cdot h_i$
<b>Nivel 3:</b>	10,5	54 920,25	576 662,63
<b>Nivel 2:</b>	7,5	84 087	630 652,5
<b>Nivel 1:</b>	4,5	117 936	530 712

$$\Sigma = 1 738 027,13$$

Como  $F_t = 0$  la fórmula principal quedará reducida a la siguiente forma:

$$F_i = \frac{V * W_i * h_i}{\sum_i^n W_i * h_i}$$

Por lo tanto las fuerzas por nivel serán:

#### **.Tercer nivel**

$$F_3 = \frac{45\,189,89 * 576\,662,63}{1\,738\,027,13} = 14\,993,62 \text{ kg}$$

#### **Segundo nivel**

$$F_2 = \frac{45\,189,89 * 630\,652,5}{1\,738\,027,13} = 16\,397,39 \text{ kg}$$

#### **Primer nivel**

$$F_1 = \frac{45\,189,89 * 530\,712}{1\,738\,027,13} = 13\,798,87 \text{ kg}$$

#### **2.2.4.4.2.3. Fuerzas por marco**

Cuando no existe simetría estructural ( $CM \neq CR$ ), como en este edificio, se deberán determinar los centros de masa y de rigidez, y obtener la excentricidad del edificio; para poder calcular las fuerzas totales por marco  $F_m$ ; las cuales estarán compuestas de fuerzas de origen traslacional y fuerzas de origen torsional, inducidas en cada uno de los marcos resistentes a la fuerza en

el nivel analizado. Es decir, matemáticamente quedará representada por medio de la siguiente expresión.

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

donde:

$F_m$  = Fuerza en el marco "i".

$F_i'$  = Fuerza de origen traslacional (proporcional a la rigidez del marco).

$F_i''$  = Fuerza de origen torsional.

La fuerza traslacional  $F_i'$  se define por:

$$F_i' = \frac{K_m}{\sum K_i} * F_i$$

La fuerza traslacional  $F_i''$  se define por:

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

En donde  $E_i$  se define por:

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

donde:

$K_m$  = Rigidez del marco que se está analizando

$\Sigma K_i$  = Rigidez total del nivel. Es la sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga

$F_i$  = Fuerza por nivel

$e$  = Excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez

$E_i$  = Relación entre rigideces y brazo de palanca de cada marco

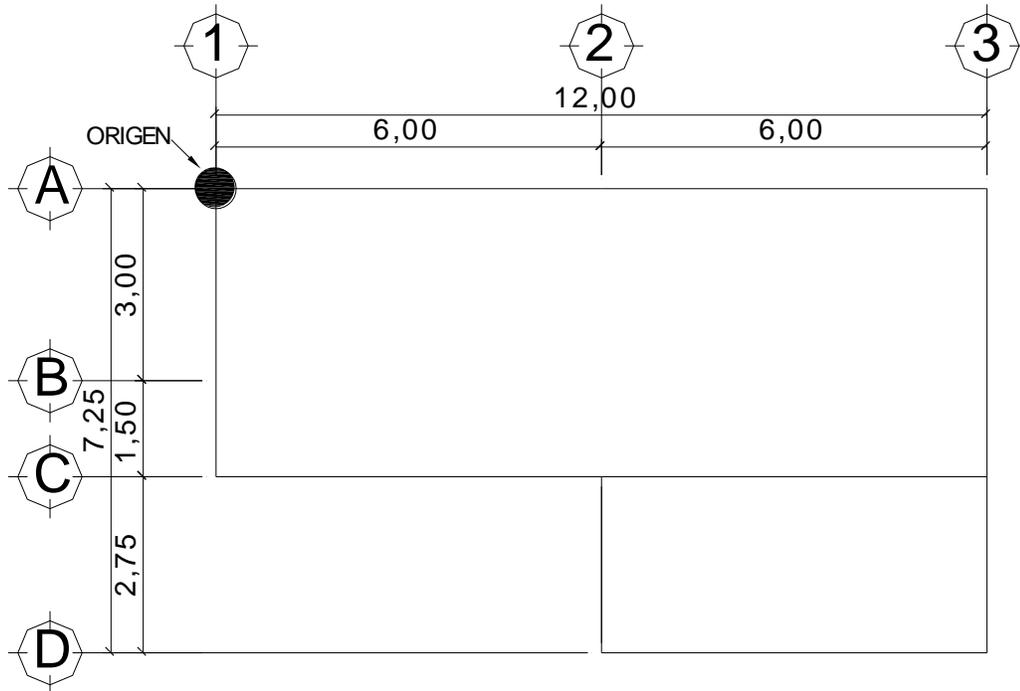
$d_i$  = Distancia del CR de la estructura al marco del eje considerado

Todos los marcos que queden hacia la izquierda o hacia abajo del C.R., tendrán brazos de palanca con signo negativo (-); y todos los marcos que queden hacia la derecha o hacia arriba, tendrán brazos de palanca con signo positivo (+). Por otro lado si  $F_m$  es menor que  $F_i'$  se debe tomar  $F_i'$  como la fuerza en el marco. Si el valor  $F_m$  es mayor que  $F_i'$  se debe tomar  $F_m$  como el valor de la fuerza del marco analizado. Es decir, se toman los valores más críticos.

- **Cálculo del centro de masa (C.M.)**

El centro de masa visto desde una perspectiva estructural, es el punto en donde aplica la fuerza sísmica en la estructura, según el sentido en que se analice. El centro de masa se calcula de acuerdo a la tabla V.

**Figura 15. Centro de masa de la edificación**



**Tabla V. Cálculo del centro de masa**

	Área (m <sup>2</sup> )	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	X <sub>i</sub> *A <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub> *A <sub>i</sub>
12,0 x 4,5 m	54	6	-2,25	324	-121,5
2,75 x 6,0 m	16,5	9	-5,875	148,5	-96,9375
Σ =	70,5			Σ = 472,5	-218,4375

Por lo que el centro de masa de la edificación es:

$$X_{CM} = \frac{472,5}{70,5} = 6,70$$

$$Y_{CM} = \frac{-218,4375}{70,5} = -3,10$$

Estas coordenadas son aplicables a los tres niveles de la edificación, debido a la simetría vertical de nuestra estructura.

- **Cálculo del centro de rigidez (C.R.)**

En este punto es donde se concentra la resistencia del edificio, este punto representa a los elementos sismo-resistentes (columnas, muros de corte, arriostramientos, etc.), los cuales se oponen a la fuerza producida por el sismo. La localización del centro de rigidez del edificio, se encuentra en función de los elementos estructurales verticales sismo-resistentes de éste:

$$X_{CR} = \frac{\sum Kx * Y}{\sum Kx}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum Ky * X}{\sum Ky}$$

La determinación de la rigidez de las columnas ( $K$ ) se obtendrá según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo, y por lo tanto, la ecuación de rigidez a utilizarse:

**a) Voladizo:** condición presentada en edificios de un nivel o en los últimos niveles de edificios multiniveles, su fórmula de rigidez es:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1,2Ph}{A\sigma}}$$

**b) Doblemente empotrado:** condición que se da a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles, su fórmula de rigidez es:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1,2Ph}{A\sigma}}$$

donde:

P = Carga asumida generalmente de 10 000 kg (esta podría ser también una carga unitaria ya que posteriormente se cancelará al calcular el centro de rigidez)

h = Altura del muro o columna a la cual se le está hallando la rigidez, (cm)

Ec = Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 15\,100\sqrt{f'_c} \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right]$$

I = inercia del elemento

$$I = \frac{b * h^3}{12} [cm^4]$$

A = Sección transversal del muro o columna analizada, (cm<sup>2</sup>)

σ = Módulo de rigidez; σ = 0,4 Ec, (kg/cm<sup>2</sup>)

Para el cálculo de la rigidez de las columnas por nivel del edificio se utilizará el método del voladizo para el segundo y tercer nivel, y el de doblemente empotrada para las columnas del primer nivel.

$$K_{2do \text{ y } 3er \text{ NIVEL}} = \frac{1}{\frac{1\,000(300)^3}{3(15\,100\sqrt{210})(30^4/12)} + \frac{1,2(1\,000)(300)}{(30 * 30)(0,4 * 15\,100\sqrt{210})}} = 1,63$$

$$K_{1er \text{ NIVEL}} = \frac{1}{\frac{1\,000(450)^3}{12(15\,100\sqrt{210})(30^4/12)} + \frac{1,2(1\,000)(450)}{(30 * 30)(0,4 * 15\,100\sqrt{210})}} = 1,92$$

Con los valores encontrados de rigideces por nivel, se encuentra el valor de las rigideces por marco, y así, poder encontrar el centro de rigidez de la edificación; como se muestra a continuación:

**Tabla VI. Cálculo del centro de rigidez sentido X en segundo y tercer nivel**

Marco	Col * marco	K (Marco)	$X_i$	$k \cdot X_i$
1	3	4,8868	0	0
2	4	6,5157	6	39,0943543
3	4	6,5157	12	78,1887087
		$\Sigma =$ 17,9182		$\Sigma =$ 117,2831

$$X_{CR} = \frac{117,2831}{17,9182} = 6,55 \text{ m}$$

**Tabla VII. Cálculo del centro de rigidez sentido Y en segundo y tercer nivel**

Marco	Col * marco	K (Marco)	Yi	k*Yi	
A	4	6,5157	0	0	
B	4	6,5157	-3	-19,547177	
C	4	6,5157	-4,5	-29,320766	
D	2	3,2579	-7,25	-23,619506	
		$\Sigma =$	22,8050	$\Sigma =$	-72,4874

$$y_{CR} = \frac{-72,4874}{22,8050} = -3,18 \text{ m}$$

**Tabla VIII. Cálculo del centro de rigidez sentido X en el primer nivel**

Marco	Col * marco	K (Marco)	Xi	k*Xi	
1	3	5,7584	0	0	
2	4	7,6779	6	46,067324	
3	4	7,6779	12	92,1346479	
		$\Sigma =$	21,1142	$\Sigma =$	138,2020

$$X_{CR} = \frac{138,2020}{21,1142} = 6,55 \text{ m}$$

**Tabla IX. Cálculo del centro de rigidez sentido Y en el primer nivel**

Marco	Col * marco	K (Marco)	Yi	k*Yi	
A	4	7,6779	0	0	
B	4	7,6779	-3	-23,033662	
C	4	7,6779	-4,5	-34,550493	
D	2	3,8389	-7,25	-27,832342	
		$\Sigma =$	26,8726	$\Sigma =$	-85,4165

$$y_{CR} = \frac{-85,4165}{26,8726} = -3,18 \text{ m}$$

Con los resultados obtenidos se muestra que el centro de rigidez es el mismo para los tres niveles del edificio, en el sentido X y en el sentido Y.

- **Cálculo de excentricidades**

$$e = |CM - CR|$$

$$e_x = |6,70 - 6,55| = 0,15 \text{ m}$$

$$e_y = |-3,10 - (-3,18)| = 0,08 \text{ m}$$

- **Distribución de fuerzas por marco**

Utilizando las fórmulas descritas anteriormente se calculó las fuerzas por marco, los resultados se muestran a continuación:

**Tabla X. Fuerza torsional y fuerza total por marco en tercer nivel eje X**

Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	4,8868	-6,55	-32,009	1 024,544	-71,806	<b>4 089,17</b>	-31,321	4 057,85
2	6,5157	-0,55	-3,584	12,843	-641,36	<b>5 452,23</b>	-3,507	5 448,72
3	6,5157	5,45	35,511	1 261,010	64,724	5 452,23	34,748	<b>5 486,97</b>

$$\Sigma = 17,9182$$

$$\Sigma = 2 298,397$$

**Tabla XI. Fuerza torsional y fuerza total por marco en tercer nivel eje Y**

Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
<b>A</b>	6,5157	3,18	20,720	429,319	32,842	4 283,89	36,523	<b>4 320,415</b>
<b>B</b>	6,5157	0,18	1,173	1,376	580,205	4 283,89	2,067	<b>4 285,959</b>
<b>C</b>	6,5157	-1,32	-8,601	73,973	-79,119	<b>4 283,89</b>	-15,161	4 268,731
<b>D</b>	3,2579	-4,07	-13,260	175,814	-51,320	<b>2 141,95</b>	-23,373	2 118,573
$\Sigma = 22,8050$			$\Sigma = 680,482$					

**Tabla XII. Fuerza torsional y fuerza total por marco en segundo nivel eje X**

Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	4,8868	-6,55	-32,009	1 024,54	-71,806	<b>4 472,02</b>	-34,254	4 437,762
2	6,5157	-0,55	-3,584	12,843	-641,36	<b>5 962,69</b>	-3,835	5 958,852
3	6,5157	5,45	35,511	1 261,01	64,724	5 962,69	38,001	<b>6 000,689</b>
$\Sigma = 17,9182$			$\Sigma = 2 298,40$					

**Tabla XIII. Fuerza torsional y fuerza total por marco en segundo nivel eje Y**

Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
<b>A</b>	6,5157	3,18	20,720	429,319	32,842	4 684,97	39,943	<b>4 724,91</b>
<b>B</b>	6,5157	0,18	1,173	1,376	580,205	4 684,97	2,261	<b>4 687,23</b>
<b>C</b>	6,5157	-1,32	-8,601	73,973	-79,119	<b>4 684,97</b>	-16,580	4 668,39
<b>D</b>	3,2579	-4,07	-13,260	175,814	-51,320	<b>2 342,48</b>	-25,561	2 316,92
$\Sigma = 22,8050$			$\Sigma = 680,482$					

**Tabla XIV. Fuerza torsional y fuerza total por marco en primer nivel eje X**

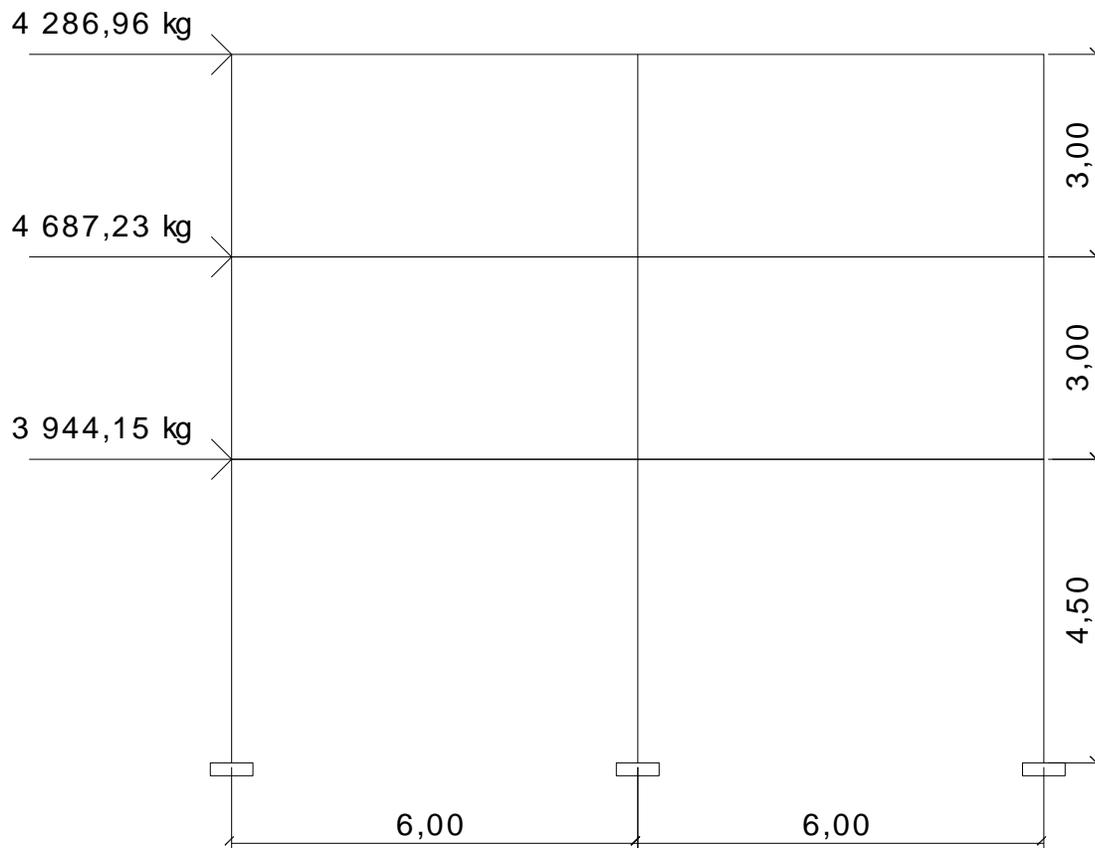
Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
<b>1</b>	5,7584	-6,55	-37,718	1 422,62	-84,613	<b>3 763,33</b>	-24,462	3 738,87
<b>2</b>	7,6779	-0,55	-4,223	17,832	-755,75	<b>5 017,77</b>	-2,739	5 015,03
<b>3</b>	7,6779	5,45	41,844	1 750,96	76,268	5 017,77	27,139	<b>5 044,91</b>
$\Sigma = 21,1142$			$\Sigma = 3 191,41$					

**Tabla XV. Fuerza torsional y fuerza total por marco en primer nivel eje Y**

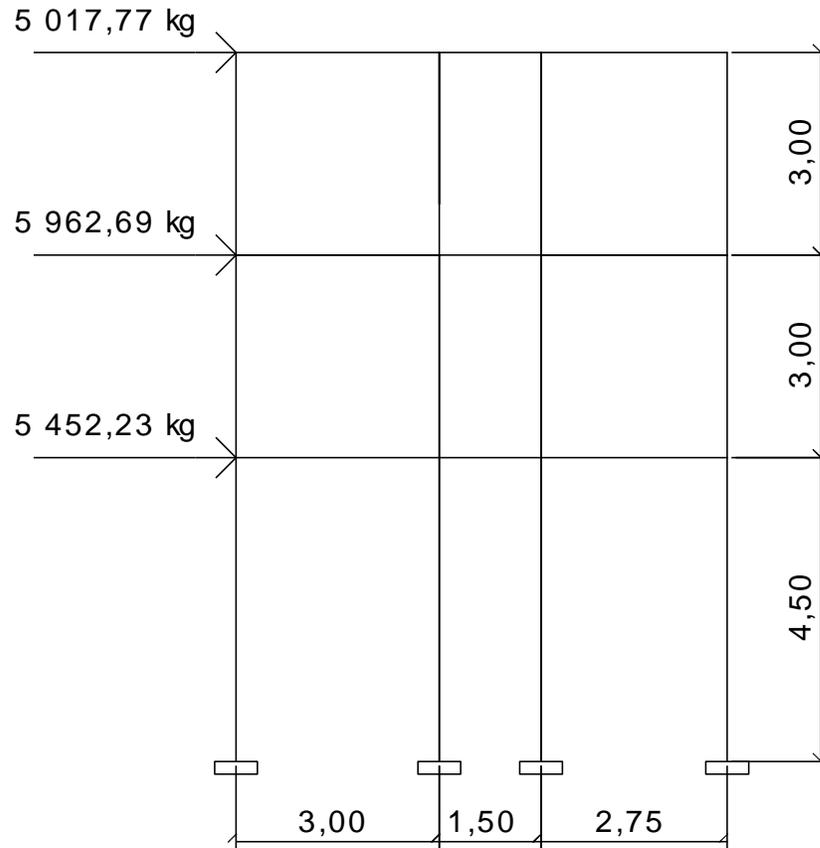
Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) <sup>2</sup>	Ei	Fi'	Fi''	Fm
<b>A</b>	7,6779	3,18	24,416	596,126	38,700	3 942,53	28,525	<b>3 971,06</b>
<b>B</b>	7,6779	0,18	1,382	1,910	683,691	3 942,53	1,615	<b>3 944,15</b>
<b>C</b>	7,6779	-1,32	-10,135	102,714	-93,231	<b>3 942,53</b>	-11,841	3 930,69
<b>D</b>	3,8389	-4,07	-15,625	244,125	-60,474	<b>1 971,27</b>	-18,254	1 953,01
$\Sigma = 26,8726$		$\Sigma = 944,875$						

A continuación se muestran los valores de la distribución de fuerzas de carga sísmica para los marcos más críticos.

**Figura 16. Carga sísmica en el marco B en el sentido X**



**Figura 17. Carga sísmica en el marco 2 en el sentido Y**



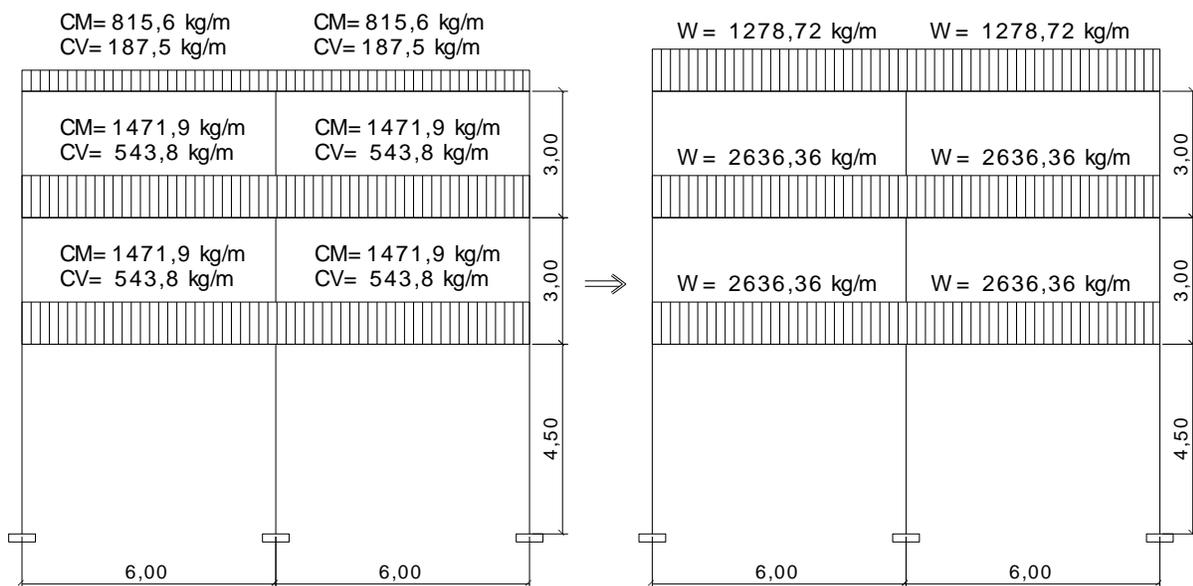
**2.2.4.5. Análisis de marcos rígidos utilizando un software y comprobación por un método numérico**

Habiendo ya propuesto un pre-dimensionamiento en las secciones de columnas y vigas que se usarán en el análisis y diseño, se procede a la determinación de las cargas que actuarán sobre la estructura, pues éstas producen esfuerzos de corte, flexión, torsión, etc.

El *software* que se escogió para el análisis de marcos espaciales dúctiles resistentes a momentos, es Sap2000, como método de análisis. Éste programa crea un modelo consistente de los sistemas de piso, pórtico vertical y pórtico lateral para analizar y diseñar toda la edificación. A manera de comprobación se utilizó un método numérico, el método de Cross, llegando a la conclusión de que los resultados entre ellos variaron en un rango de  $\pm 8\%$  en promedio, por lo que se considera un rango aceptable.

A continuación se muestra la comparación de resultados del método de Cross y los momentos dados por Sap2000 para el marco B en el sentido X con la combinación de 1,2 CM + 1,6 CV.

**Figura 18. Combinación de carga para marco B en el sentido X**



## Método de Cross

datos:

viga = 0,30 cm x 0,30 cm

columna = 0,25 cm x 0,50 cm

- **Cálculo momentos de empotramiento perfecto**

$$M = \frac{W * L^2}{12}$$

$$M_{\text{nivel3}} = \frac{\frac{1\,278,72\text{kg}}{\text{m}} * (6\text{ m})^2}{12} = 3\,836,16\text{ kg}$$

$$M_{\text{nivel1y2}} = \frac{\frac{2\,636,36\text{kg}}{\text{m}} * (6\text{ m})^2}{12} = 7\,909,08\text{ kg}$$

- **Cálculo de rigideces**

### Columnas

$$K = \frac{I}{l} = \frac{\frac{b * h^3}{12}}{l}$$

$$K_{\text{niveles 3y2}} = \frac{\frac{30^4}{12}}{300} = 225$$

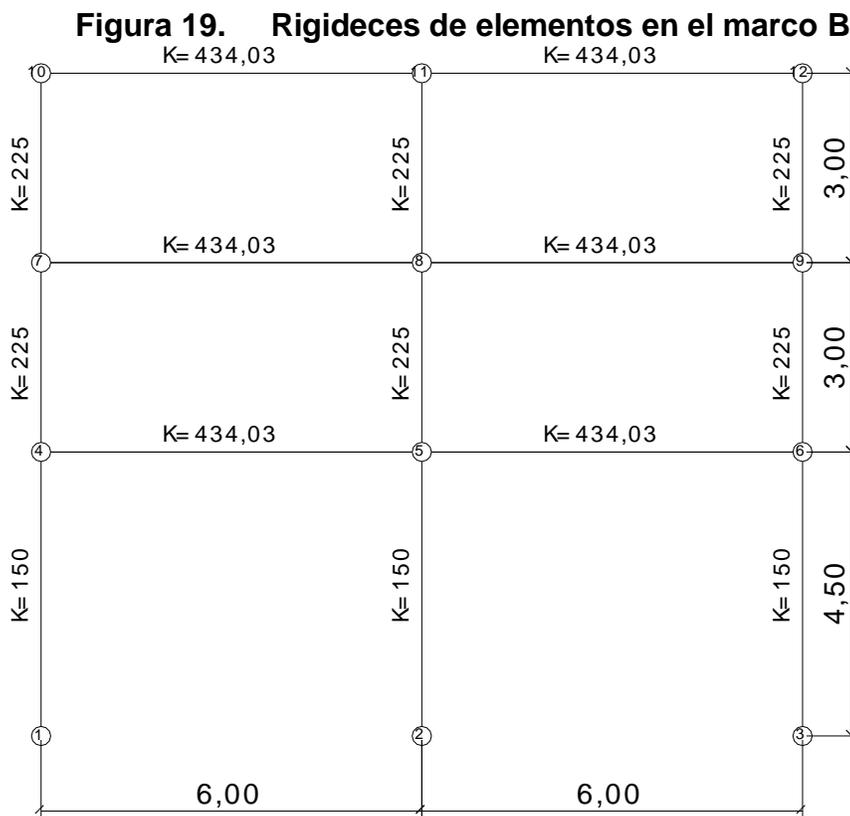
$$K_{\text{nivele 1}} = \frac{\frac{30^4}{12}}{450} = 150$$

## Vigas

$$K = \frac{25 * 50^3}{\frac{12}{600}} = 434,03$$

- Coeficientes de distribución por nudo

$$cd = \frac{K}{\sum K}$$



**Nudo 1 = Nudo 2 = Nudo 3**

$$cd_{(1-4)} = cd_{(2-5)} = cd_{(3-6)} = 0$$

#### Nudo 4 = Nudo 6

$$cd_{(4-1)} = cd_{(6-3)} = \frac{150}{150 + 225 + 434,03} = 0,18$$

$$cd_{(4-5)} = cd_{(6-5)} = \frac{434,03}{150 + 225 + 434,03} = 0,54$$

$$cd_{(4-7)} = cd_{(6-9)} = \frac{225}{150 + 225 + 434,03} = 0,28$$

#### Nudo 5

$$cd_{(5-4)} = cd_{(5-6)} = \frac{434,03}{150 + 225 + 434,03 + 434,03} = 0,35$$

$$cd_{(5-2)} = \frac{150}{150 + 225 + 434,03 + 434,03} = 0,12$$

$$cd_{(5-8)} = \frac{225}{150 + 225 + 434,03 + 434,03} = 0,18$$

#### Nudo 7 = Nudo 9

$$cd_{(7-10)} = cd_{(7-4)} = cd_{(9-6)} = cd_{(9-12)} = \frac{225}{225 + 225 + 434,03} = 0,25$$

$$cd_{(7-8)} = cd_{(9-8)} = \frac{434,03}{225 + 225 + 434,03} = 0,50$$

#### Nudo 8

$$cd_{(8-11)} = cd_{(8-5)} = \frac{225}{225 + 225 + 434,03 + 434,03} = 0,17$$

$$cd_{(8-9)} = cd_{(8-7)} = \frac{434,03}{225 + 225 + 434,03 + 434,03} = 0,33$$

### Nudo 10 = Nudo 12

$$cd_{(10-7)} = cd_{(12-9)} = \frac{225}{225 + 434,03} = 0,34$$

$$cd_{(10-11)} = cd_{(12-11)} = \frac{434,03}{225 + 434,03} = 0,66$$

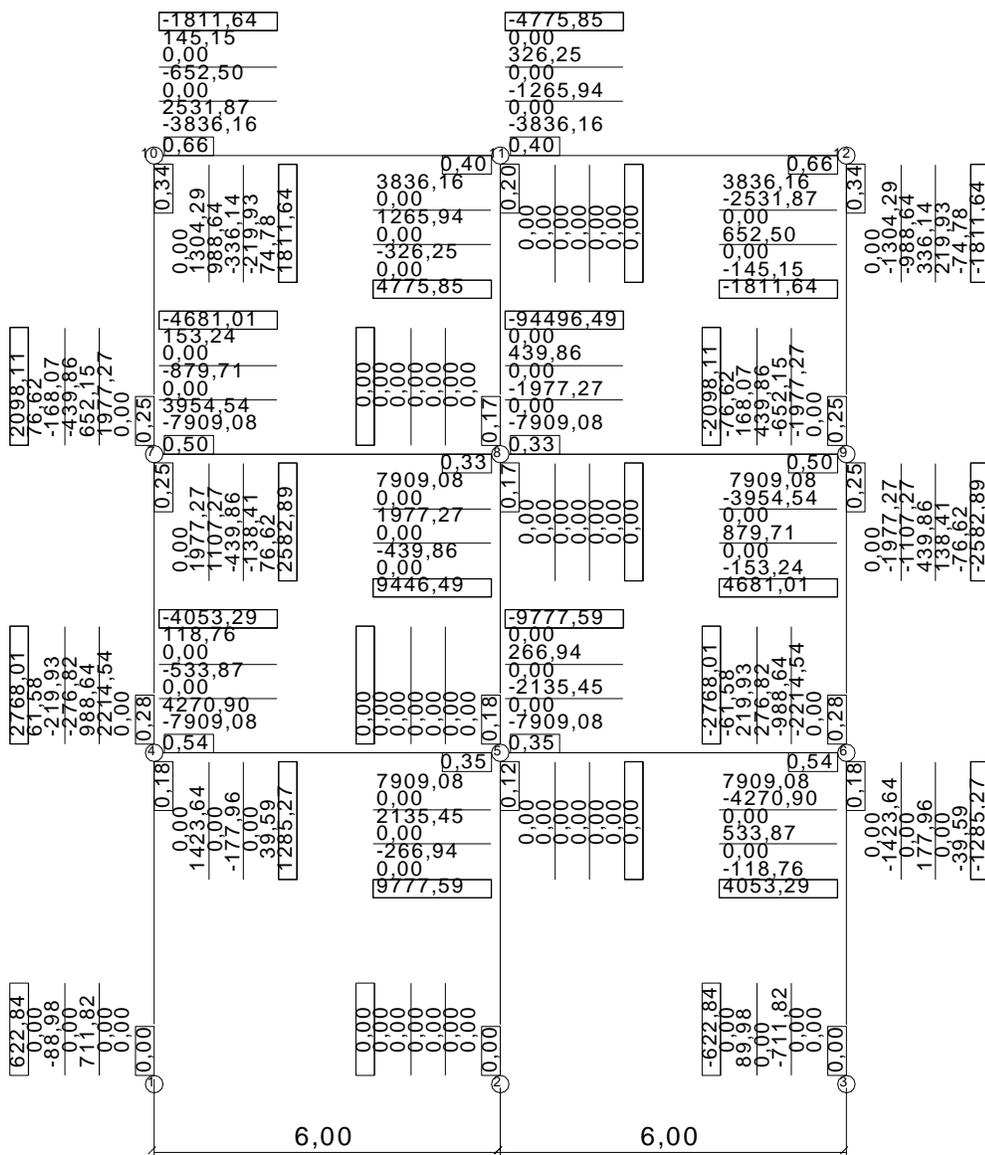
### Nudo 11

$$cd_{(11-8)} = \frac{225}{225 + 434,03 + 434,03} = 0,20$$

$$cd_{(11-10)} = cd_{(11-12)} = \frac{434,03}{225 + 434,03 + 434,03} = 0,40$$

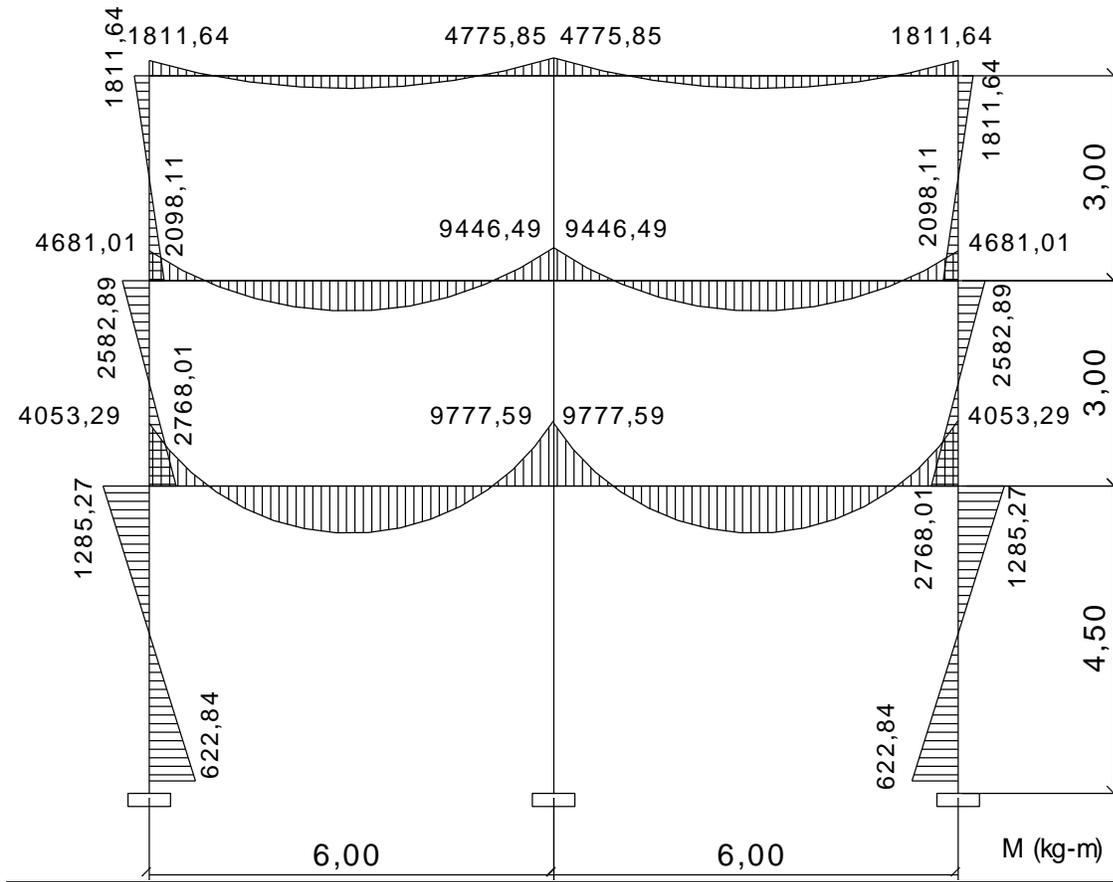
Con estos datos de itera, mediante el método de Cross hasta que los equilibrios remanentes no sean superiores al 10% del desequilibrio original de cada nudo, las iteraciones se pueden observar en la figura 20.

Figura 20. Método de Cross aplicado al marco B



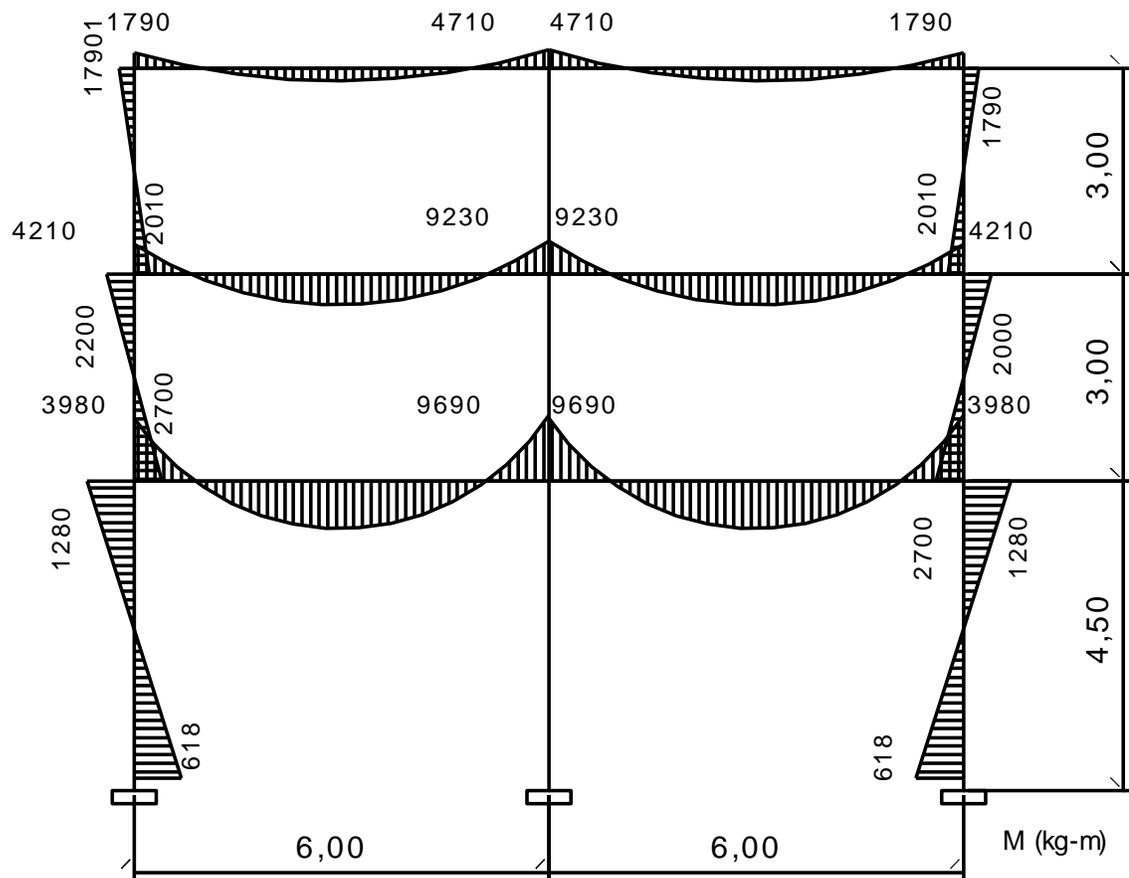
Con los resultados obtenidos de las iteraciones se dibuja el diagrama de momentos, la gráfica de momentos se observa en la figura 21.

**Figura 21. Momentos del marco B mediante el método de Cross para la combinación de cargas 1.2 CM + 1.6 CV**



**Sap 2000**

**Figura 22. Momentos del marco B mediante el programa Sap 2000 para la combinación de cargas 1.2 CM + 1.6 CM**



#### **2.2.4.6. Momentos últimos por envolvente de momentos**

La envolvente de momentos sirve para aplicar las cargas en el lugar donde se producen los efectos máximos o mínimos, por lo tanto posibilita el estudio de las condiciones más desfavorables para las cuales se debe dimensionar o verificar las secciones.

Con las solicitaciones de esfuerzos máximos y mínimos en distintas secciones críticas, se obtiene los diagramas envolventes que son producto de las combinaciones de carga.

A continuación se muestran las combinaciones utilizadas para el cálculo de la envolvente de momentos, las cuales, fueron tomadas del apéndice C del ACI 2005:

- CI:  $1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}$
- CII:  $0,75 ( 1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV} ) \pm S$
- CIII:  $0,9 \text{ CM} \pm S$

donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

S = Fuerza del sismo

#### **2.2.4.7. Diagramas de momentos y cortes últimos**

El resumen de resultados del análisis que se generaron en el programa Sap2000 se describe a continuación:

**Figura 23. Diagrama de envolvente de momentos marco B sentido X**

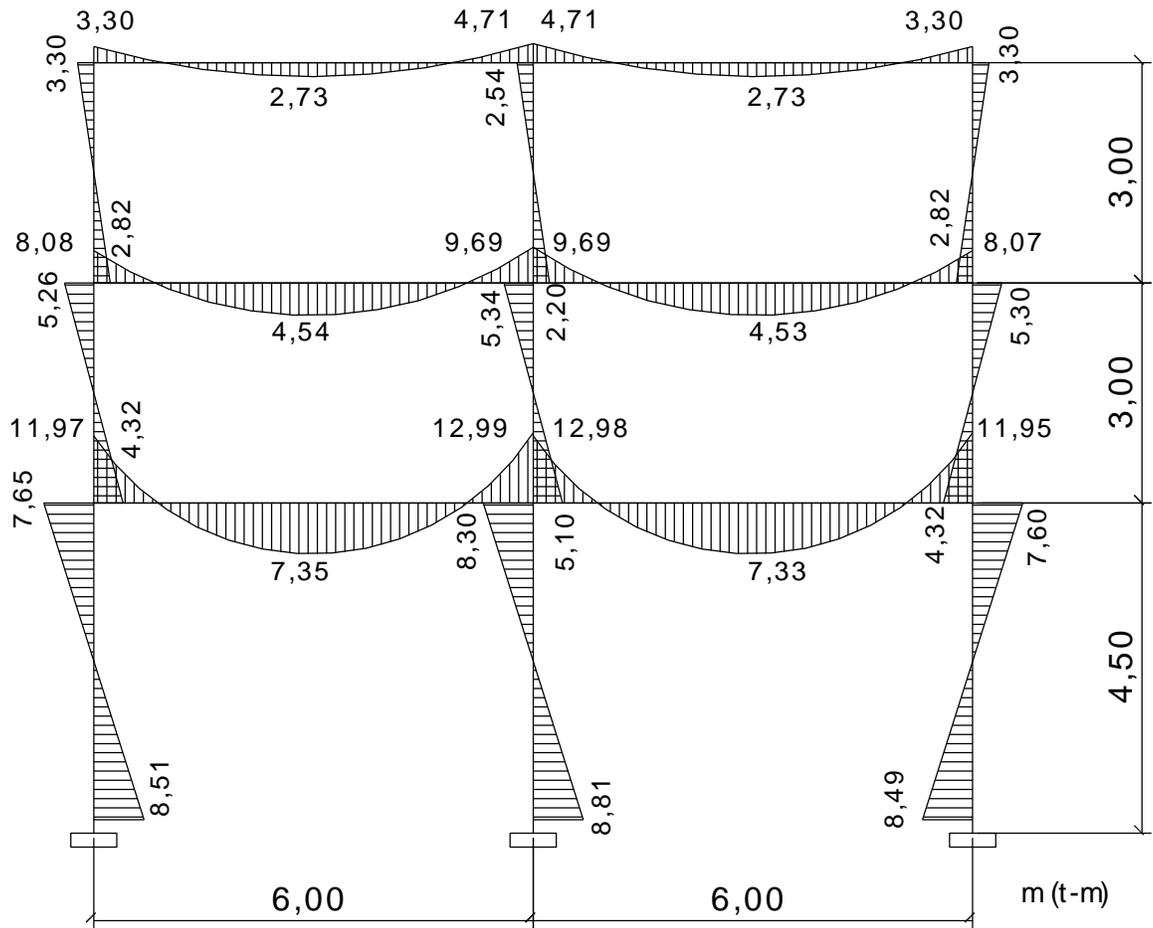
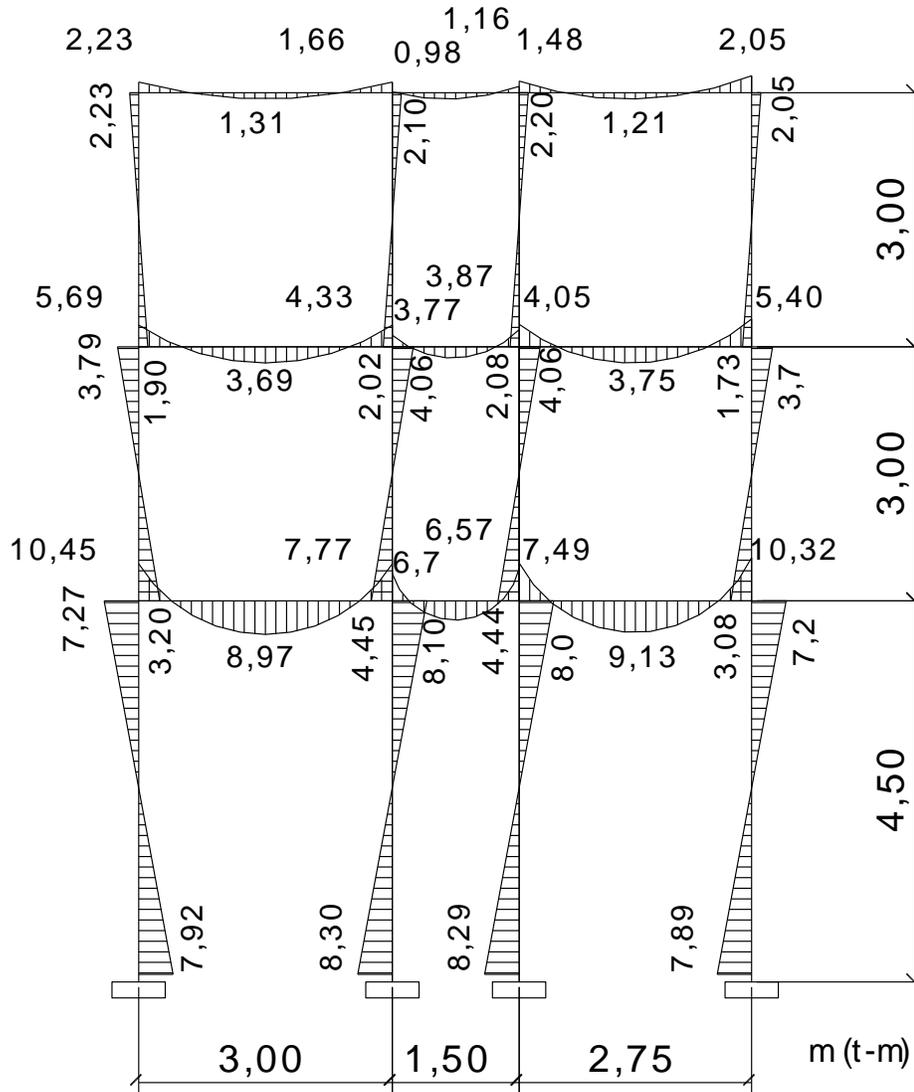
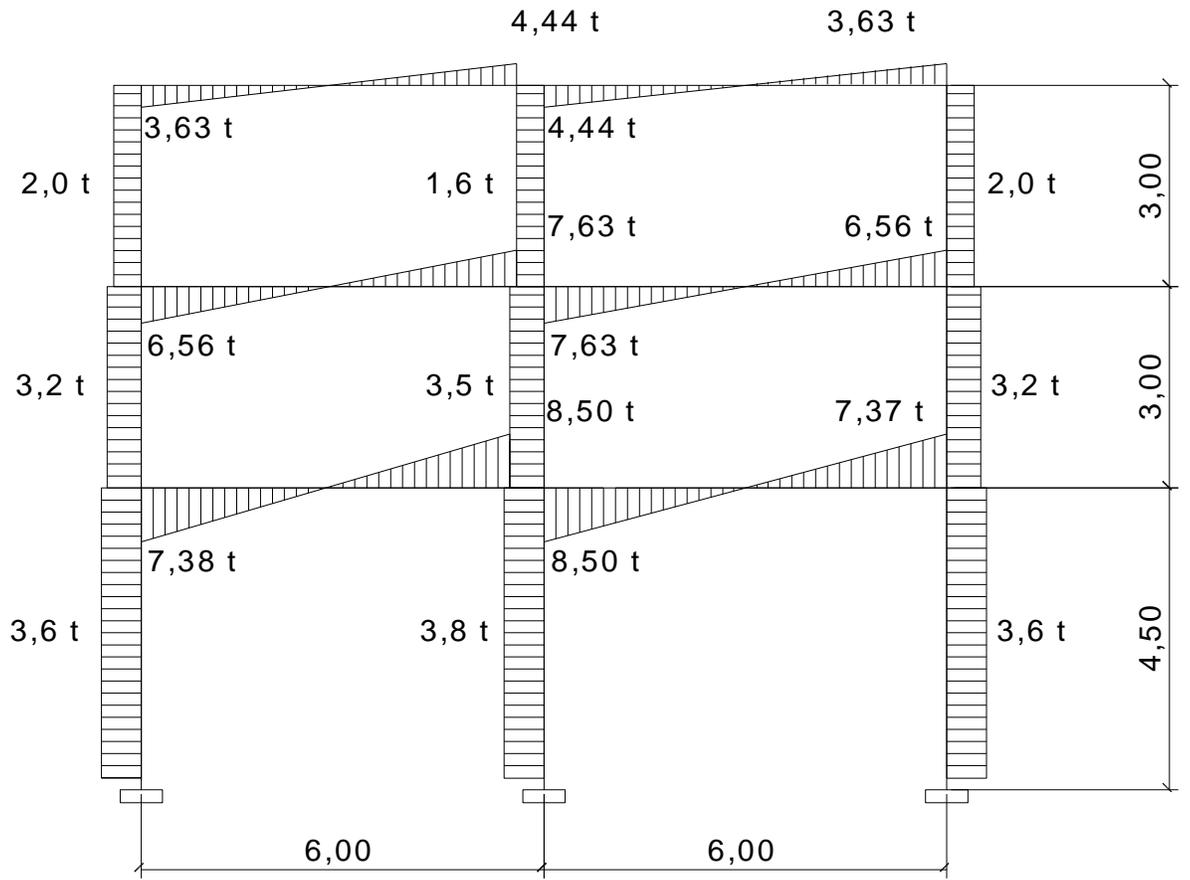


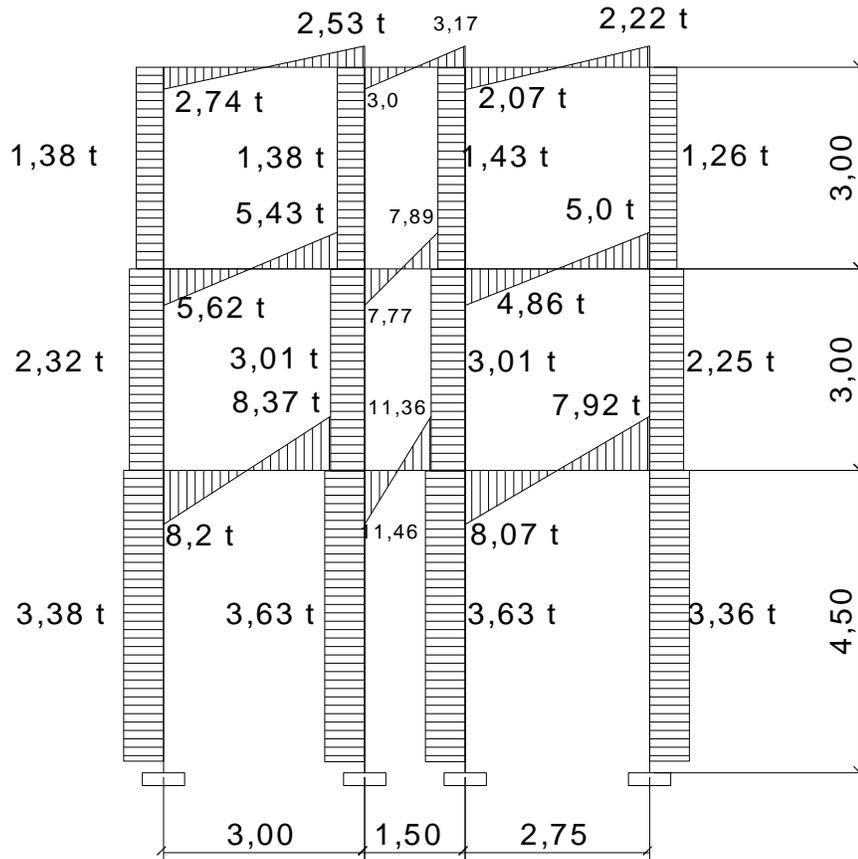
Figura 24. Diagrama de envolvente de momentos marco 2 sentido Y



**Figura 25. Diagrama de corte debido a la envolvente de momentos  
marco B sentido X**



**Figura 26. Diagrama de corte debido a la envolvente de momentos marco 2 sentido Y**



### 2.2.5. Diseño estructural

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsible que puedan actuar durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente.

Existen tres métodos utilizados para el diseño de estructuras, los cuales son:

- Diseño para cargas de servicio
- Diseño a la resistencia
- Diseño para estados límites

A lo largo del desarrollo del proyecto se utilizará el segundo de estos tres métodos de diseño, es decir, el de diseño a la resistencia. Este método tiene como objetivo dimensionar los elementos, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga; utilizando cargas considerablemente mayores a las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio de la estructura. Además, el método contempla factores de reducción de resistencia a la precisión, con la cual, se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, flexocompresión, torsión, etc.).

Para el diseño estructural de los elementos, se utilizará las siguientes propiedades de los materiales y refuerzos de acero:

### **Concreto**

$f'_c$  = Resistencia máxima a la compresión del concreto = 210 kg / cm<sup>2</sup>

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto =  $15\,100\sqrt{f'_c}$

$\gamma_c$  = Peso específico del concreto = 2 400 kg / m<sup>3</sup>

### **Acero**

$F_y$  = Resistencia a la fluencia del acero = 2 810 kg / cm<sup>2</sup>

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero =  $2,1 \cdot 10^6$  kg / cm<sup>2</sup>

## Recubrimientos

Vigas y columnas =	4 cm
Losas =	2 cm
Cimientos =	7,5 cm

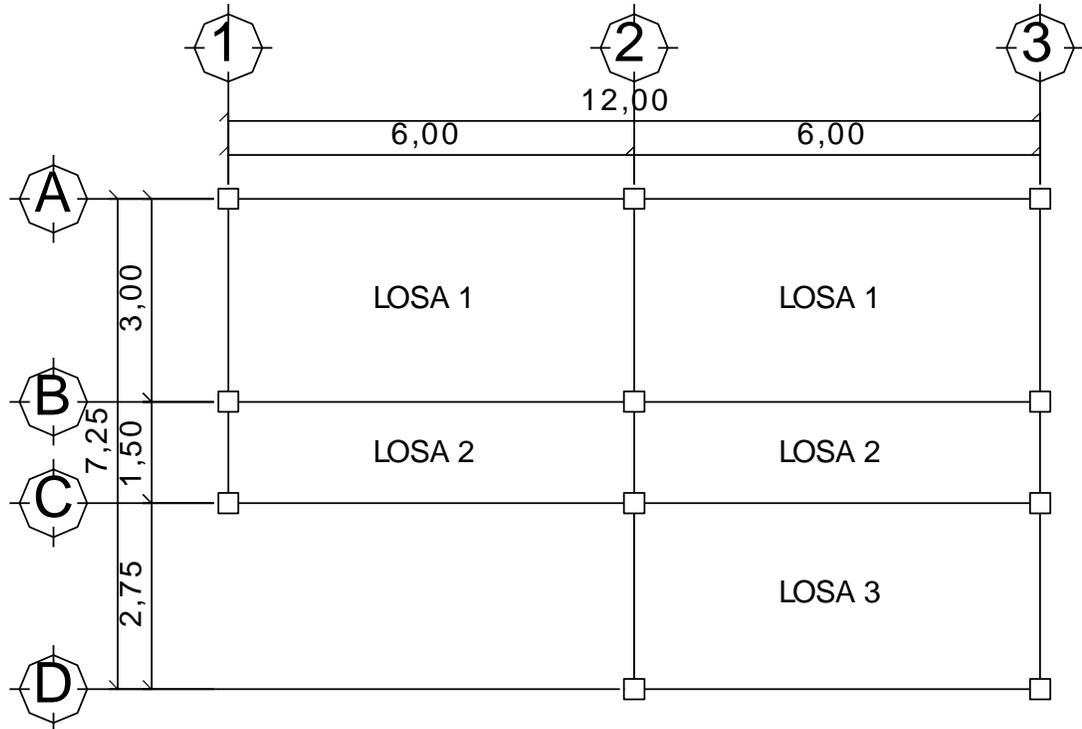
### 2.2.5.1. Diseño de losas

Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre si. Éstas pueden estar apoyadas en vigas de concreto reforzado, en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua. Las losas según su transmisión de cargas se pueden clasificar en:

- **Losas en una dirección:** ésta se da cuando las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.
- **Losas en dos direcciones:** ésta se da cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones.

A continuación, se describirá el proceso de diseño de la losa del entrepiso de los niveles dos y tres (segundo nivel), la cual se predimensionó anteriormente dando un espesor 0,10 metros. Se inicia el diseño clasificando los tipos de losas que hay en el proyecto, y determinar, si el acero trabaja en una o dos direcciones (figura 27).

**Figura 27. Planta distribución de losas**



Como se puede observar en la figura 27, existen 3 tipos de losas en esta edificación. Ahora corresponde hallar si estas losas trabajarán en una o dos direcciones.

**Determinación del sentido del armado de refuerzo en losas**

$$m_1 = \frac{a}{b} = \frac{3}{6} = 0,50 \text{ Armar en dos sentidos}$$

$$m_2 = \frac{a}{b} = \frac{1,50}{6} = 0,25 \text{ Armar en un sentido}$$

$$m_1 = \frac{a}{b} = \frac{2,75}{3} = 0,92 \text{ Armar en dos sentidos}$$

Las losas que trabajan en dos sentidos serán diseñadas de acuerdo con el método 3 del ACI; mientras que la losa que trabaja en un sentido será diseñada con el procedimiento que se describe más adelante.

### **Integración de cargas**

$$CM = (\gamma_{concreto} * t_{losa}) + Acabados + Piso + Sobrecarga$$

$$CM = \left( 2400 \frac{kg}{m^3} * 0,10m \right) + 25 \frac{kg}{m^2} + 120 \frac{kg}{m^2} + 60 \frac{kg}{m^2}$$
$$= 445 \frac{kg}{m^2}$$

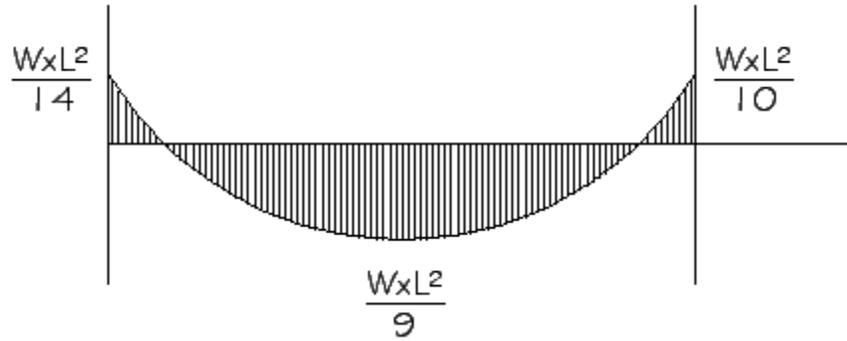
$$CV = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (oficinas), } 350 \text{ kg/m}^2 \text{ (pasillo)}$$

$$CU = 1,2CM + 1,6CV$$

### **Momentos últimos en losa unidireccional**

$$CU = 1,2 \left( 445 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,6 \left( 350 \frac{kg}{m^2} \right) = 1094 \frac{kg}{m^2}$$

**Figura 28. Momentos en losas unidireccionales**



$$M_{\text{-borde}} = \frac{W * l^2}{14} = \frac{(1\,094 \text{ kg/m} * (1,50\text{m})^2)}{14} = 176 \text{ kg - m}$$

$$M_{\text{-continuo}} = \frac{W * l^2}{10} = \frac{(1\,094 \text{ kg/m} * (1,50\text{m})^2)}{10} = 246 \text{ kg - m}$$

$$M_{\text{+}} = \frac{W * l^2}{9} = \frac{(1\,094 \text{ kg/m} * (1,50\text{m})^2)}{9} = 274 \text{ kg - m}$$

Por seguridad en el lado en el que la losa no carga, se colocará un 20% del momento que actúa en el lado donde la losa trabaja.

### **Momentos últimos en losas de dos direcciones**

Las fórmulas para calcular los momentos últimos en los bordes (negativos) y en el centro de la losa (positivos), a través del método 3 del ACI son las siguientes:

**Ma(-) = Ca\*(CU)\*(a<sup>2</sup>)** momento negativo en la dirección corta

**Ma(+)** = Ca\*(CMu)\*(a<sup>2</sup>) + Ca\*(CVu)\*(a<sup>2</sup>) momento positivo en la dirección corta

**Mb(+)** = Cb\*(CMu)\*(b<sup>2</sup>) + Cb\*(CVu)\*(b<sup>2</sup>) momento positivo en la dirección larga

**Mb(-)** = Cb\*(CU)\*(b<sup>2</sup>) momento negativo en la dirección corta

donde:

a = Dimensión corta de la losa en análisis.

b = Dimensión larga de la losa en análisis.

Ca = Cb = Coeficiente de momentos del ACI.

CVu = Carga viva última.

CMu = Carga muerta última.

CU = Carga última total.

A continuación se calculará la losa 1, con a = 3 m y b = 6 m (caso 4 de las tablas del ACI):

$$CMu = 1,2(445 \text{ Kg/m}) = 534 \text{ kg/m}$$

$$CVu = 1,6(250 \text{ Kg/m}) = 400 \text{ kg/m}$$

$$CU = 934 \text{ kg/m}$$

$$M_{a(-)} = 934 * 3^2 * 0,094 = 790 \text{ kg - m}$$

$$M_{a(+)} = (534 * 3^2 * 0,059) + (400 * 3^2 * 0,077) = 561 \text{ kg - m}$$

$$M_{b(-)} = 934 * 6^2 * 0,006 = 202 \text{ kg - m}$$

$$M_{a(+)} = (534 * 6^2 * 0,004) + (400 * 6^2 * 0,005) = 149 \text{ kg - m}$$

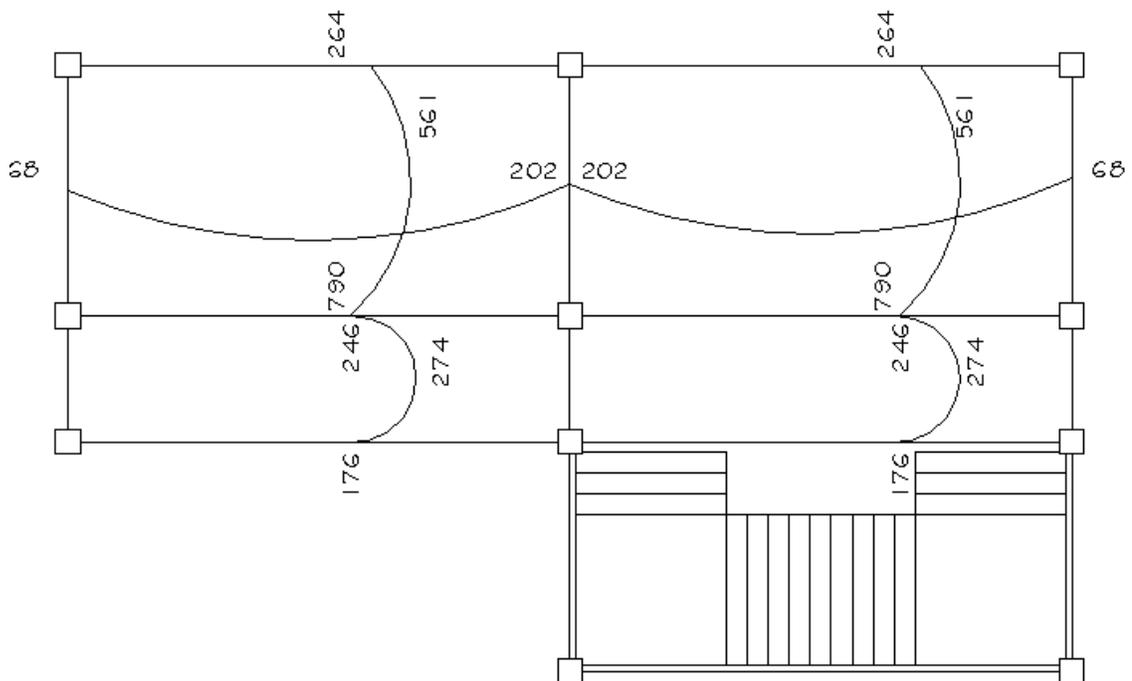
Para determinar los momentos negativos en los bordes discontinuos correspondientes a la losa 1, el método 3 del ACI indica que éste será igual a un tercio del momento positivo en la dirección analizada.

$$M'_{a(-)} = \frac{1}{3} * 790 = 264 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M'_{b(-)} = \frac{1}{3} * 202 = 68 \text{ kg} - \text{m}$$

Según el procedimiento anterior, se calcularon los momentos en las losas restante, a continuación se expresan los resultados.

**Figura 29. Diagrama de momentos actuantes en losa típica nivel 2**



## Balance de momentos entre losas

Cuando dos losas tiene un borde en común con momentos diferentes en dicho borde, es necesario balancear los momentos y obtener un momento balanceado para dicho borde en común, de tal manera que el diseño del refuerzo sea el mismo para las dos losas a través de dicho borde.

$$\text{Si } 0,80 \cdot M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}} \rightarrow M_{\text{bal}} = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2.$$

Si  $0,80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}} \rightarrow$  se balancean proporcional a su rigidez.

D1	D2
M1	m2
-dM x D1	+dM x D2
Mbal	Mbal

donde:

$M_1$  = momentos menor

$M_2$  = momentos mayor

$$D1 = \frac{K1}{K1 + K2}$$

$$D2 = \frac{K2}{K1 + K2}$$

$$K1 = \frac{1}{L1}$$

$$K2 = \frac{1}{L2}$$

L = Longitud de losa considerada

$$dM = M2 - M1.$$

A continuación se realizará el balance en el extremo en común que tienen las losas 1 y 2 con ( $M_1 = 790$  y  $M_2 = 246$ ):

$$0.8 (790) = 632 > 246 \leftarrow \text{entonces se debe balancear según su rigidez}$$

$$K1 = \frac{1}{1.5} = \frac{2}{3}$$

$$K2 = \frac{1}{3}$$

$$D1 = \frac{2/3}{\frac{2}{3} + 1/3} = 2/3$$

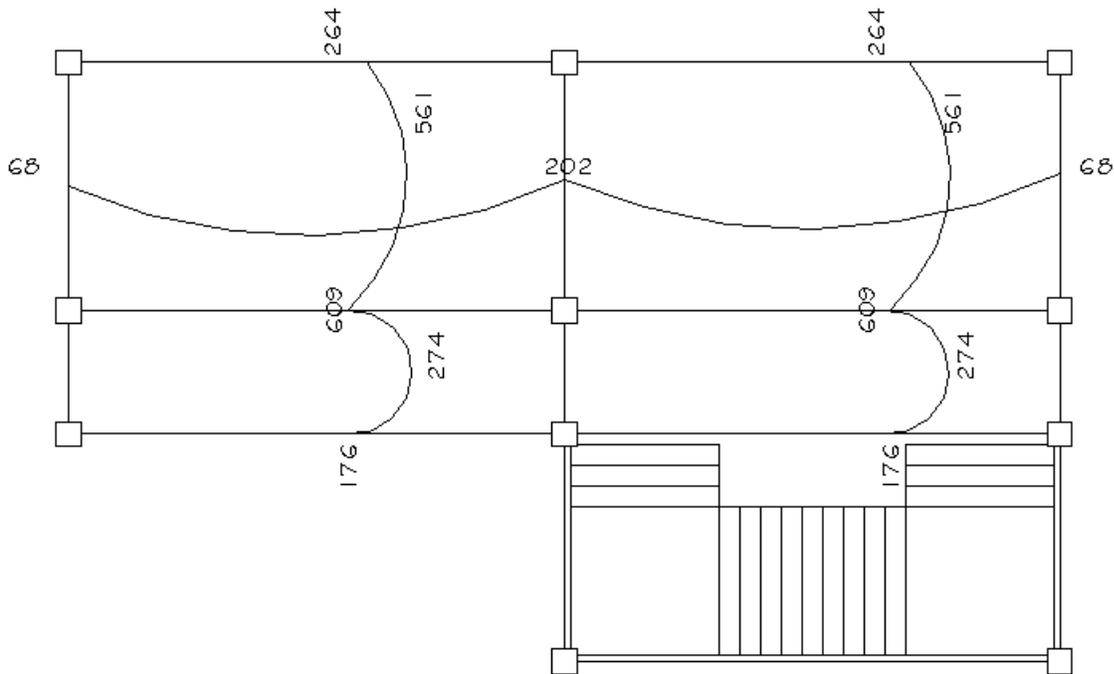
$$D2 = \frac{1/3}{\frac{2}{3} + 1/3} = 1/3$$

$$dM = 790 - 246 = 544 \text{ kg-m}$$

2/3	1/3
246	790
+544(2/3)	-544(1/3)
609 kg-m	609 kg-m

Entonces, se concluye que el momento balanceado para el borde en común entre las losas 1 y 2 es  $M_{bal} = 609 \text{ kg-m}$ .

**Figura 30. Diagrama de momentos balanceados en losa típica nivel 2**



### Cálculo de área de acero

Antes de calcular el área de acero para el diseño a flexión de la losa, es necesario determinar el peralte efectivo de la losa:

$$d = (\text{espesor}) - (\text{recubrimiento}) - \{(\text{diámetro de la varilla No. 3})/2\}$$

$$d = 10 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0,48 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}$$

### Área de acero mínimo

El ACI indica que el área de acero mínimo en una losa se calcula como el 40% del área de acero mínima requerido por una viga, usando un ancho unitario de 100 cm.

$$A_{smin} = 40\% \left[ \frac{14,1}{fy} b * d \right]$$

$$A_{smin} = 0,4 \left[ \frac{14,1}{2 \cdot 810} 100 * 7,5 \right] = 1,51 \text{ cm}^2$$

### Espaciamiento del acero mínimo usando varilla No.3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ ):

$$\begin{array}{ll} 1,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 100 \text{ cm} & \\ 0,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S & S = 47 \text{ cm} \end{array}$$

Pero como el código especifica que la separación máxima en losas reforzadas en dos direcciones es  $S_{\text{máx}} = 3t = 3(10) = 30 \text{ cm}$ . Y como el espaciamiento encontrado para el área de acero mínimo es mayor al permisible, se debe encontrar el área de acero que cumpla con el espaciamiento máximo.

$$\begin{array}{ll} A_s \text{ mínimo} \dots\dots\dots 100 \text{ cm} & \\ 0,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 30 \text{ cm} & A_s \text{ mínimo} = 2,37 \text{ cm}^2 \end{array}$$

### Momento soportado por el Asmin

$$M_{ASmín} = 0,90 \left[ A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{ASmín} = 0,90 \left[ 2,37 * 2\,810 * \left( 7,5 - \frac{2,37 * 2\,810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 438,35 \text{ kg} - \text{m}$$

Para los momentos menores a los que cubre el área de acero mínimo se colocará acero a una separación de 30 cm, para los momentos mayores a este se deberá calcular el área de acero requerido mediante la fórmula:

$$A_s = \left[ (bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,03825f'_c}} \right] * \left( \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

El área de acero, así como los espaciamientos de los momentos mayores al que cubre el área de acero mínimo, se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla XVI. Distribución del refuerzo en losa típica segundo nivel**

M (Kg-m)	As (m <sup>2</sup> )	Sentido	No. Varilla	S (cm)	Refuerzo
≤ 438,35	2,37	x	3	30	No. 3@ 0,30 m En sentido X
561	3,10	y	3	21	No. 3@ 0,15 m En sentido Y
609	3,33	y	3	20	

## Chequeo por corte

Corte actuante:

$$V_{\text{actuante}} = \frac{CU * \text{Lado corto de losa}}{2}$$
$$V_{\text{actuante}} = \frac{934 \text{ kg/m} * 3 \text{ m}}{2} = 1\,401 \text{ kg}$$

Corte resistente:

$$V_{\text{resistente}} = 45\sqrt{f'c} * t$$
$$V_{\text{resistente}} = 45\sqrt{210} * 10 = 6\,521 \text{ kg}$$

$$V_{\text{resistente}} > V_{\text{actuante}}$$

### 2.2.5.2. Diseño de vigas

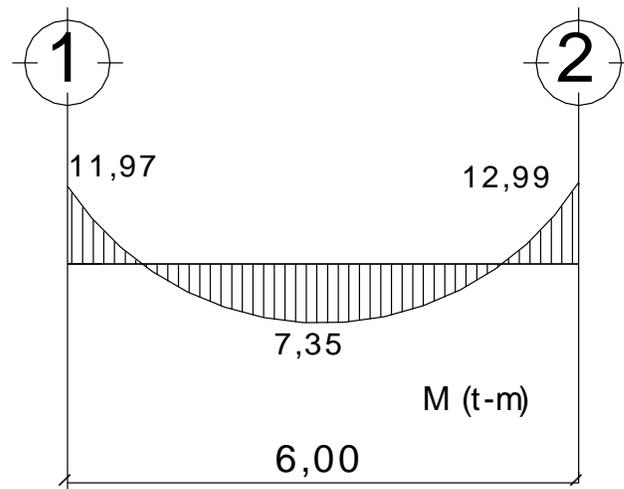
En ingeniería se denomina viga a un elemento constructivo lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas, la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flector y el segundo momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes o punzonantes. También pueden producirse tensiones por torsión, sobre todo en las vigas que forman el perímetro exterior de un forjado.

- **Diseño a flexión de las vigas**

A continuación se muestra el diseño de la viga ubicada entre los ejes 1 y 2 para el primer nivel.

**Figura 31. Diagrama de momentos para diseño de viga a flexión**



Antes de establecer los límites en el área de acero para el diseño de vigas a flexión, es necesario determinar el peralte efectivo de la viga “d”, el cual se determinará de la siguiente manera.

$$d = h - \left( \text{recubrimiento} + \phi_{\text{varilla estribo}} + \frac{\phi_{\text{varilla longitudinal}}}{2} \right)$$

$$d = 50\text{cm} - \left( 4\text{cm} + 0,95\text{cm} + \frac{2,22}{2} \right) = 43,97\text{cm}$$

**Cuantía máxima**

$$\rho_{\text{bal}} = \beta_1 \left( \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right) \left( \frac{6\,090}{f_y + 6\,090} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,85 \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right) \left( \frac{6090}{2810 + 6090} \right) = 0,0370$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,5\rho_{bal}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,5 * 0,0370 = 0,01850$$

### **Cuantía mínima**

$$\rho_{m\acute{i}n} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$\rho_{m\acute{i}n} = \frac{14,1}{2810} = 0,00501$$

### **Cuantía requerida**

$$M_u = \phi * \rho f_y b d^2 \left( 1 - \frac{0,59 \rho f_y}{f'_c} \right)$$

La ecuaci3n anterior es para el sistema ingl3s, por lo que los datos antes presentados hay que convertirlos al sistema ingl3s, los cuales quedaría de la siguiente manera.

$$M_u = 12,99 \text{ t-m} = 1125 \text{ klb-in}$$

$$b = 25 \text{ cm} = 9,84 \text{ in}$$

$$d = 43,97 \text{ cm} = 17,31 \text{ in}$$

$$1\,125 \text{ klb} - \text{in} = 0,9 * \rho * 40 * 9,84 * 17,31^2 \left(1 - \frac{0,59 * 40\rho}{3}\right)$$

Despejando  $\rho$  de la ecuación anterior tenemos que la cuantía requerida es:

$$\rho_{\text{req}} = 0,011\,67$$

Según ACI la cuantía debe cumplir con la siguiente condición.

$$\rho_{\text{mín}} \leq \rho_{\text{req}} \leq \rho_{\text{máx}}$$

$$0,005\,0 \leq 0,011\,67 \leq 0,018 \rightarrow \text{cumple}$$

### **Área de acero requerido**

$$A_{\text{sreq}} = \rho_{\text{req}} * \text{Area efectiva}$$

$$A_{\text{sreq}} = 0,01167 * (25\text{cm} * 43,97\text{cm}) = 12,83\text{cm}^2 \rightarrow \text{usar 4 No.7}$$

Después de calcular el  $A_s$  requerido para cada momento actuante, se procede a distribuir las varillas de acero, de tal forma que, el área de estas, supla lo solicitado en los cálculos de  $A_s$ ; para ello se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos.

1. En el refuerzo de la cama superior al centro, se debe colocar como mínimo dos varillas o más corridas, tomando el mayor de los siguientes valores:  $A_s$  mínimo o 25% del  $A_s$  calculado para el momento negativo.

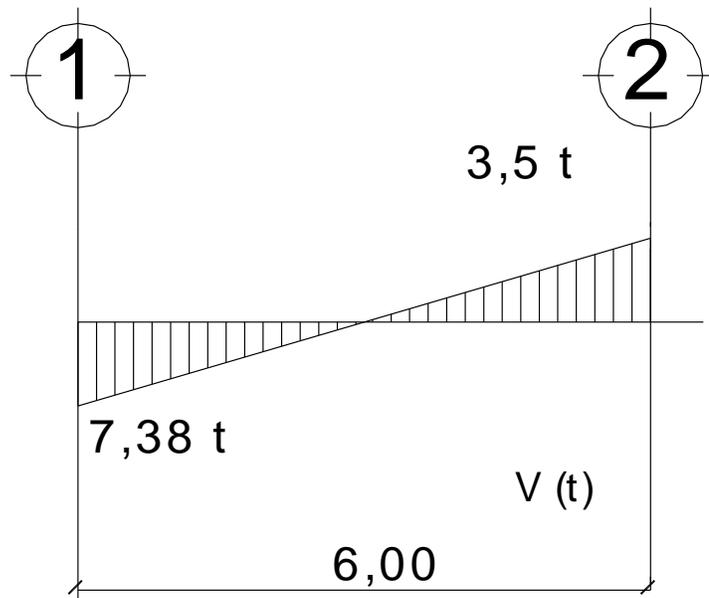
2. El refuerzo en la cama inferior en los apoyos se debe colocar, como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los siguientes valores:  $A_{s\text{mín}}$ ; 50% del  $A_s$  calculado para el momento positivo; 50% del  $A_s$  calculado para el momento negativo.

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

- **Diseño de refuerzo a corte**

A continuación se procede a diseñar el refuerzo a corte del tramo entre los ejes 1 y 2, cuyo diagrama de corte es el siguiente.

**Figura 32. Diagrama de corte para diseño de viga**



Se inicia el diseño hallando el esfuerzo actuante en la viga, para el cual se toma el mayor de los cortantes en los extremos:

$$\tau_{\text{actuante}} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{7\,380 \text{ kg}}{25 \text{ cm} * 43,97 \text{ cm}} = 6,71 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se calculará el esfuerzo resistente al corte proporcionado por el concreto (el factor de reducción de resistencia para corte es  $\Phi = 0,85$ ):

$$\tau_{\text{concreto}} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} = 6,53 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando el corte resistente por el concreto con el corte actuante:

$$\tau_{\text{actuante}} > \tau_{\text{concreto}} \rightarrow \text{Se deben diseñar estribos a corte}$$

### **Diseño a corte a lo largo de la longitud de confinamiento**

El código ACI establece que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos. El espaciamiento a lo largo de esta longitud de confinamiento no deberá ser mayor que  $d/4$  y el primer estribo deberá estar situado a no más de 5 cm de la cara del apoyo.

$$\text{Longitud de confinamiento} = 2 * h = 2 * 0,50 \text{ m} = 1 \text{ metro}$$

$$S_{\text{max}} = d/4 = 43,97 / 4 = 11 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \tau_{\text{actuante}} - \tau_{\text{concreto}} = 6,71 - 6,53 = 0,18 \text{ kg/cm}^2$$

Una vez determinada la longitud de confinamiento con su respectiva separación máxima y el esfuerzo que absorberá el refuerzo a cortante, se procede a determinar la separación de diseño (se usará el diámetro mínimo para refuerzo a corte, es decir, acero # 3):

$$s = \frac{\phi * A_v * f_y}{\tau_s * b} = \frac{0,85 * (2 * 0,71) * 2\ 810}{0,18 * 25} = 27\text{ cm} \rightarrow \text{usar } s_{\text{máx}} (11\text{cm})$$

Entonces los espaciamientos quedan de la siguiente manera: primer estribo a 5 cm; después hasta una longitud de 1 metro, a cada 10 cm y el resto a cada 20 cm.

Con los mismos criterios con que se diseño esta viga se diseñan todas las vigas que componen la estructura en cuestión.

### **2.2.5.3. Diseño de columnas**

Las columnas se definen como elementos estructurales que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal, y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace una referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

El refuerzo principal en las columnas, es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga. La relación del área de acero longitudinal ( $A_s$ ) al área de acero transversal bruta de concreto  $A_g$  esta en el intervalo del 1% al 6% conforme el código ACI 318s-2005, capítulo 21. El número de mínimo de barras

longitudinales debe ser de 4 varillas en columnas rectangulares y 6 varillas en columnas circulares.

- **Diseño a flexocompresión de la columna**

A continuación se presenta el diseño de la columna crítica del primer nivel, ubicada en la intersección de los ejes 2 y B de la figura 9.

### **Determinación de la carga axial de diseño**

Para la determinación de la carga axial de nuestra columna crítica, se inicia por determinar el factor de carga última:

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1,2(0,10 * 2\,400 + 25 + 120) + 1,6(350)}{385 + 350} = 1,39$$

Una vez determinado el factor de carga última se integra la carga axial última o de diseño por medio del área tributaria ( $A_t = 13,50 \text{ m}^2$ ) de la columna crítica:

$$PU = 37\,600 \text{ kg}$$

### **Clasificación de columnas según su esbeltez**

Previo al diseño a flexocompresión de una columna, el código ACI establece unos límites para tener en cuenta los efectos de esbeltez en el diseño de columnas:

Si esbeltez  $< 22$  ← Diseño como columna corta.

Si  $22 \leq$  esbeltez  $\leq 100$  ← Diseño como columna esbelta.

Si esbeltez  $> 100$  ← No diseñar.

El objetivo de clasificar las columnas en un rango, conlleva a la utilización de distintos métodos de diseño, es decir, en el caso de columnas cortas, los resultados del análisis estructural son la base del diseño del elemento, en el caso de columnas esbeltas, se deben amplificar los momentos y diseñar el elemento con la carga axial última y el momento amplificado.

Se empieza por calcular las inercias en función de su sección no fisurada y posteriormente determinar el coeficiente de empotramiento “ $\psi$ ” de la columna para el sentido Y, X:

$$I_{\text{viga}} = 0,35I_g = 0,35 * \left( \frac{0,25 * 0,50^3}{12} \right) = 0,00091 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{columna}} = 0,70I_g = 0,70 * \left( \frac{0,40^4}{12} \right) = 0,00149 \text{ cm}^4$$

### **Coeficiente de empotramiento sentido Y**

$$\psi_{\text{superior}} = \frac{\sum(I/L)_{\text{col}}}{\sum(I/L)_{\text{vigas}}} = \frac{\frac{0,00149}{3} + \frac{0,00149}{4,5}}{\frac{0,00091}{3} + \frac{0,00091}{1,50}} = 0,91$$

$$\psi_{\text{inferior}} = 0 \text{ (cimentación)}$$

### Coeficiente de empotramiento sentido X

$$\psi_{\text{superior}} = \frac{\sum(I/L)_{\text{col}}}{\sum(I/L)_{\text{vigas}}} = \frac{\frac{0,00149}{3} + \frac{0,00149}{4.5}}{\frac{0,00091}{6} + \frac{0,00091}{6}} = 0,27$$

$$\psi_{\text{inferior}} = 0 \text{ (cimentación)}$$

Con los datos anteriores se utiliza los nomogramas para calcular el factor K de longitud efectiva para una columna de sección transversal constante en un pórtico con varios vanos, con lo anterior tenemos que en el sentido X el valor  $k = 0,92$  y en el sentido Y el valor de  $K = 1,12$ .

Según ACI 10.13.2 para elementos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, pueden despreciarse los efectos de esbeltez cuando:

$$\frac{Klu}{r} \leq 22$$

donde:

$r$  = radio de giro y según ACI 10.11.2 se puede tomar igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección, en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad.

$$\frac{0,92(4,0)}{(0,4 * 0,4)} = 23 > 22 \text{ se considera esbelta}$$

$$\frac{1,12(4,0)}{(0,4 * 0,4)} = 28 > 22 \text{ se considera esbelta}$$

Como se puede observar la columna se debe diseñar como columna esbelta, lo que implica que se debe realizar una amplificación de momentos.

Para la determinación del amplificador de momentos, es necesario conocer ciertos parámetros que a continuación se calcularán.

### **Cálculo del factor EI**

A partir de 10.12.3 ACI 318

$$EI = 0,25 * E_c * I_g = 0,25 * 15\ 100\sqrt{210} * \frac{(40^4)}{12} = 11\ 670\ 388\ 740\ \text{kg} * \text{cm}^2$$

### **Carga crítica de pandeo de Euler**

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2 * 11\ 670\ 388\ 740}{(0,92 * 400)^2} = 850\ 530\ \text{kg} \rightarrow \text{sentido X}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2 * 11\ 670\ 388\ 740}{(1,12 * 400)^2} = 573\ 890\ \text{kg} \rightarrow \text{sentido Y}$$

### **Amplificador de momentos**

$$S_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{37\ 600}{0,75 * 850\ 530}} = 1,06 \rightarrow \text{sentido X}$$

$$S_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{37\ 600}{0,75 * 573\ 890}} = 1,10 \rightarrow \text{sentido Y}$$

## **Cálculo de momentos amplificados o de diseño**

Para el cálculo de los momentos amplificados, es necesario tener en cuenta el mayor de los momentos últimos en las columnas del primer nivel a lo largo de cada eje, los cuales han sido obtenidos del análisis estructural (ver figuras 18 y 19),  $M_{ux} = 8.81 \text{ t-m}$  y  $M_{uy} = 8.30 \text{ t-m}$ :

$$M_c = \delta * M_u = 1,06 * 8,81 = 9,34 \text{ t - m} \rightarrow \text{sentido X}$$

$$M_c = \delta * M_u = 1,10 * 8,30 = 9,13 \text{ t - m} \rightarrow \text{sentido Y}$$

## **Flexión biaxial método de Bresler**

Las columnas del edificio se encuentran sometidas a flexión biaxial, es decir, flexión respecto a dos ejes; es por ello que la determinación del refuerzo de acero debe estar en función de la flexión biaxial (amplificada) y la carga axial última.

Uno de los métodos aproximados de flexión biaxial que es útil en el análisis, y que puede llevarse a cabo de forma sencilla, es aquel desarrollado por el profesor Boris Bresler, el procedimiento a seguir es el siguiente.

## **Datos para diseño**

$$P_u = 37\ 600 \text{ kg} \quad M_{\bar{d}y} = 9\ 130 \text{ kg-m.} \quad M_{\bar{d}x} = 9\ 340 \text{ kg-m.}$$

Según el ACI la cuantía de acero en una columna en zona sísmica debe oscilar entre  $0,01 < \rho < 0,06$ , es por ello que se propone un armado de 8 varillas número siete ( $A_s = 31,04 \text{ cm}^2$ ) el cual tiene una cuantía de acero de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{31,04 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} = 0,019 \rightarrow \text{Dentro del límite que establece el ACI}$$

Para la utilización de este método es necesario tener los diagramas de interacción del ACI e interpolar hasta obtener las constantes de diseño:

### Parámetro para la utilización de los diagramas de interacción

Valor de la gráfica:

$$\gamma = \frac{h - d' - d''}{h} = \frac{40 - 4 - 4}{40} = 0,8$$

Valor de la curva:

$$\rho_u = \rho \left( \frac{f_y}{0,85f'_c} \right) = 0,019 \left( \frac{2810}{0,85 * 210} \right) = 0,30$$

Excentricidades:

$$e_y = \frac{M_c}{P_u} = \frac{9130}{37600} = 0,24 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_c}{P_u} = \frac{9340}{37600} = 0,25 \text{ m}$$

Valor de las diagonales:

$$\frac{e_x}{h} = \frac{25 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 0,63$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{24 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 0,6$$

Con los datos obtenidos, se buscan los valores de los coeficientes K'x y K'y, siendo estos:

$$K'y = 0,33 \quad K'x = 0,35$$

Cálculo de resistencias de columna a una excentricidad dada:

$$P_o = K * \phi * f'c * b * h$$

$$P_{oy} = 0,33 * 0,7 * 210 * 40 * 40 = 77\ 616 \text{ kg}$$

$$P_{ox} = 0,35 * 0,7 * 210 * 40 * 40 = 82\ 320 \text{ kg}$$

Carga axial pura:

$$P = \phi * [0,85f'c(Ag - As) + Asfy]$$

$$P_n = 0,7[0,85 * 210 * (40^2 - 31,04) + 31,04 * 2\ 810] = 257\ 097 \text{ kg}$$

Carga de resistencia de columna

$$P'U = \frac{1}{\frac{1}{P_{oy}} + \frac{1}{P_{ox}} - \frac{1}{P_n}} = \frac{1}{\frac{1}{77\ 616} + \frac{1}{82\ 320} - \frac{1}{257\ 097}} = 472\ 900 \text{ kg}$$

Cuando  $P'u > P_u = 472\ 900\ \text{kg} > 37\ 600\ \text{kg}$  significa que, el armado propuesto, si resiste las cargas a las que estará expuesta la columna, si no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición.

- **Diseño a corte en columnas**

Es necesario proveer de refuerzo transversal a las columnas, por medio de estribos para resistir los esfuerzos de corte.

Por otro lado, en zonas sísmicas como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas, esto se logra por medio del confinamiento de estribos en los extremos de la misma.

El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto y además, permite una deformación unitaria mayor del elemento.

El procedimiento para el diseño del refuerzo a corte de la columna se describe a continuación:

Cortante resistente del concreto:

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 40 * 36 = 9\ 400\ \text{kg}$$

Para la determinación del cortante último actuante es necesario conocer la fuerza de corte mayor que actúa en las columnas del primer nivel, según las figuras 20 y 21 dicha fuerza de corte es igual a 3 800 kg.

Como el cortante resistente es mayor que el cortante actuante, bastará con acatar los lineamientos dados por el código ACI anteriormente. Si por el contrario el cortante actuante hubiese sido mayor que el resistente se tendría que diseñar los estribos por corte al igual de como se hizo con las vigas.

### Refuerzo por confinamiento

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} Lu/6 = 4/6 = 0,67 \\ \text{Lo} \quad \text{lado } > \text{ de la columna} = 0,40 \\ 0,70 \end{array} \right.$$

Por lo tanto se toma  $Lo = 70$  cm.

### Espaciamiento a lo largo de la longitud de confinamiento

Cálculo de la relación volumétrica ACI 10.9.3:

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{40 * 40}{36 * 36} - 1 \right) \left( \frac{210}{2810} \right) = 0,00788$$

Espaciamiento de estribos en zona confinada, usando varilla No.3

$$S = \frac{2 * 0.71}{0,00788 * 36} = 5 \text{ cm}$$

### **Espaciamiento fuera de la longitud de confinamiento**

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizaremos 15 cm}$$

#### **2.2.5.4. Diseño de muros**

Las paredes aisladas sin apoyo transversal y sin carga deben diseñarse con elementos de refuerzo vertical y horizontal, capaces de resistir las fuerzas de corte y momento producidas por sismos en dirección perpendicular al plano del muro; con cimentación calculada para el momento flexionante que pueda causar el sismo y considerando adecuadamente la profundidad de cimentación para proporcionar un empotramiento conveniente en el terreno.

Para muros hasta de 2 m de altura, el coeficiente sísmico no será menor de 0,17 y para alturas mayores, no menor de 0,33.

Se diseñará según las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), las cuales recomiendan las siguientes tablas para los refuerzos mínimos en columnas y la separación máxima de columnas en muros sin apoyo transversal y sin carga.

**Tabla XVII. Refuerzo mínimo para muros de mampostería <sup>(1)</sup>**

	<b>Tipo A <sup>(2)</sup></b>	<b>Tipo B <sup>(3)</sup></b>	<b>Tipo C</b>
Fy < 4 227 kg/cm <sup>2</sup> (60 000 lb/in <sup>2</sup> )	4 No 3 (2,84 cm <sup>2</sup> )	2 No 3 (1,42 cm <sup>2</sup> )	1 No 3 (0,71 cm <sup>2</sup> )

<sup>(1)</sup> Requiere que los espacios interbloque estén adecuadamente alineados verticalmente, libres de rebabas de mortero y limpios antes de colocar el concreto. Para limpiar los espacios, se hará una abertura de salida al pie de la pared. Se demandará una apropiada y minuciosa supervisión por parte del constructor.

<sup>(2)</sup> Deberá colocarse distribuido con estribos con gancho a 180° No 2 de alta resistencia a cada 20 cm.

<sup>(3)</sup> Llevará eslabones No 2 de alta resistencia con gancho a 180° a cada 20 cm.

**Tabla XVIII. Separación máxima de refuerzos interbloque para paredes de mampostería <sup>(4)</sup>**

<b>Material de muros</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>A/A (m)</b>	<b>A/C, B/C (m)</b>	<b>C/C (m)</b>
Ladrillo tubular y bloques huecos de arcilla cocida	23 14 11	5,00 4,00 3,00	1,00 <sup>(*)</sup> 0,80 0,75	1,00 <sup>(*)</sup> 0,80 0,75
Bloques huecos de concreto	15 <sup>(5)</sup>	4,00	0,80	0,80

<sup>(\*)</sup> En este el refuerzo tipo C es pin doble. (2 Ø 3/8" de alta resistencia)

<sup>(4)</sup> Las combinaciones de refuerzo vertical a usarse, deberá ser comprobadas para que llenen el requerimiento mínimo prescrito en la tabla XVII.

<sup>(5)</sup> Ancho Nominal

Para el diseño se analizará como muro típico el más crítico en altura y longitud, afectados por la flexión y corte.

### **Diseño del refuerzo vertical**

Para el cálculo del área de acero del refuerzo vertical se utilizará la fórmula:

$$A_s = 0,0013 t \times h$$

donde:

$A_s$  = Área de acero ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )

$t$  = Ancho del muro

$h$  = Altura del muro (para el cálculo se tomará como altura unitaria)

Tomando un muro de block pómez de 15 cm de ancho para muros de 3,00 m de alto, se tiene:

$$A_s = 0,0013 \times 15 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Se necesita un área de acero de  $1,95 \text{ cm}^2$  por cada metro de altura, por lo que se propone utilizar 3 soleras con 4 hierros No. 3 ( $A_s = 2,85 \text{ cm}^2$ ), con estribos a cada 20 cm.

## Diseño del refuerzo horizontal

Para el cálculo del área de acero del refuerzo horizontal se utilizará la fórmula:

$$A_s = 0,0007 t x L$$

donde:

$A_s$  = Área de acero ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )

$t$  = Ancho del muro

$L$  = Longitud del muro (para el cálculo se tomará como longitud unitaria)

Tomando un muro de block pómez de 15 cm de ancho y la longitud del muro crítica de 5,70 m, se tiene:

$$A_s = 0,0007 x 15 \text{ cm} x 100 \text{ cm} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Se necesita un área de acero de  $1,05 \text{ cm}^2$  por cada metro longitudinal, por lo que cada muro se diseñará de manera que cumpla con esta cantidad de acero y con la separación y refuerzo de columnas recomendada por las normas FHA para Guatemala.

### 2.2.5.5. Diseño de cimentación

Cimiento es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o rocas subyacentes. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimientos son: que el asentamiento total de la estructura este limitado a una cantidad

tolerablemente pequeña y que en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada, es necesario transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a cimentaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir las cargas hasta estratos más profundos y de mayor firmeza. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicaran, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

Las zapatas para columnas individuales son por lo general cuadradas, algunas veces rectangulares y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico.

Los datos necesarios para el diseño de zapatas se toman del análisis estructural y del estudio de suelos realizado en el lugar.

### **Datos de diseño de zapata**

$$M_{ux} = 8\,710 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} = 8\,300 \text{ kg-m}$$

$$P_u = 37\,600 \text{ kg}$$

$$V_s = 24 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,62 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$FCU = 1,39$$

$$\text{Desplante} = 1,10 \text{ m}$$

### Reducción de cargas últimas a cargas de trabajo

$$P_t = \frac{PU}{FCU} = \frac{37\,600}{1,39} = 27\,050 \text{ kg}$$

$$M_{tx} = \frac{MU_x}{FCU} = \frac{8\,710}{1,39} = 6\,266 \text{ kg}$$

$$M_{ty} = \frac{MU_y}{FCU} = \frac{8\,300}{1,39} = 5\,971 \text{ kg}$$

### Predimensionamiento de zapata

$$A_z = \frac{1,5 * P_t}{V_s} = \frac{1,5 * 27\,050}{24\,000} = 1,69 \text{ m}^2$$

Se propone utilizar zapatas de 1,85 m x 1,85 m.

### Integración de carga de diseño ( $P_z$ )

$$P_z = P_t + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P_z = 27\,050 + (2\,400 * 0,4^2 * 4,50) + (1\,620 * 1,40 * 1,85^2) + 2\,400(1,85^2 * 0,40)$$

$$P_z = 39\,820 \text{ kg}$$

### Chequeo de 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:

$$q = \frac{P_z}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{I^3/6} \pm \frac{M_{ty}}{I^3/6} = \frac{39,82}{1,85^2} \pm \frac{6,27}{1,85^3/6} \pm \frac{5,97}{1,85^3/6}$$

$$q_{\text{máx}} = 23,23 \text{ ton/m}^2 < V_s (24 \text{ ton/m}^2) \rightarrow \text{cumple}$$

$$q_{\text{mín}} = 0,035 \text{ ton/m}^2 > 0 \rightarrow \text{cumple}$$

Como se observó el esfuerzo máximo a compresión no excede el valor soporte del suelo, y además no existen esfuerzos de tensión, por lo tanto se puede seguir con el diseño.

### **Determinación de reacción neta del suelo**

Debido a los esfuerzos combinados que se generan en el suelo, en cada esquina de la zapata cuadrada se tienen distintos valores de esfuerzos de compresión. Para determinar la reacción neta  $q_u$  que le hace el suelo a la zapata, se toma el esfuerzo máximo de compresión generado por la zapata en el suelo multiplicado por el factor de carga última:

$$q_u = q_{\text{máx}} * FCU = 23,23 * 1,39 = 32,29 \text{ t/m}^2$$

### **Determinación del peralte de la zapata**

Para la determinación del peralte de la zapata, se parte del código ACI el cual indica que el recubrimiento mínimo de concreto en acero expuesto al suelo será de 0,075 m. Además, establece que el peralte efectivo mínimo será de 0,15 m. Por lo que en total da un peralte total mínimo de aproximadamente 0,25 metros, por lo tanto se propone un peralte de zapata de 0,40 metros.

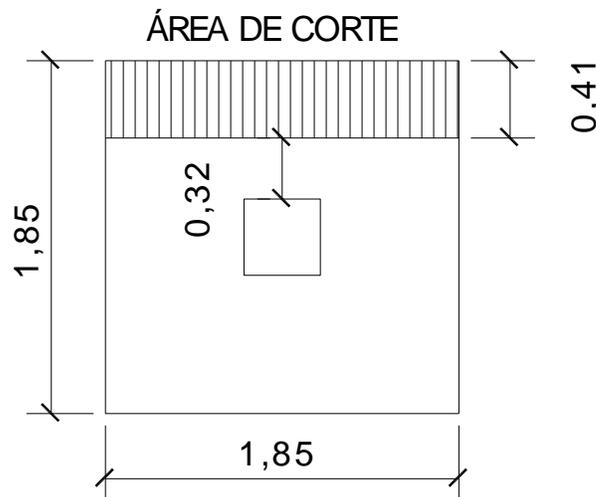
$$t_{zapata} = 0,40 \text{ m (propuesto)}$$

### Chequeo por corte simple

La sección crítica para esfuerzos de corte en zapatas, se localiza en un plano vertical paralelo a la cara de la columna, a una distancia igual al peralte efectivo de la zapata “d”, medida desde dicha cara de la columna hacia el plano vertical de falla. Para la determinación del peralte efectivo se propone un diámetro número 6 en las varillas de refuerzo a flexión de la zapata.

$$d = t - \text{recubrimiento} - \Phi/2 = 0,40 - 0,075 - 1,91 / 2 = 0,32 \text{ m}$$

**Figura 33. Área de corte simple**



$$V_{resistente} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 185 * 32 = 38,65 \text{ t}$$

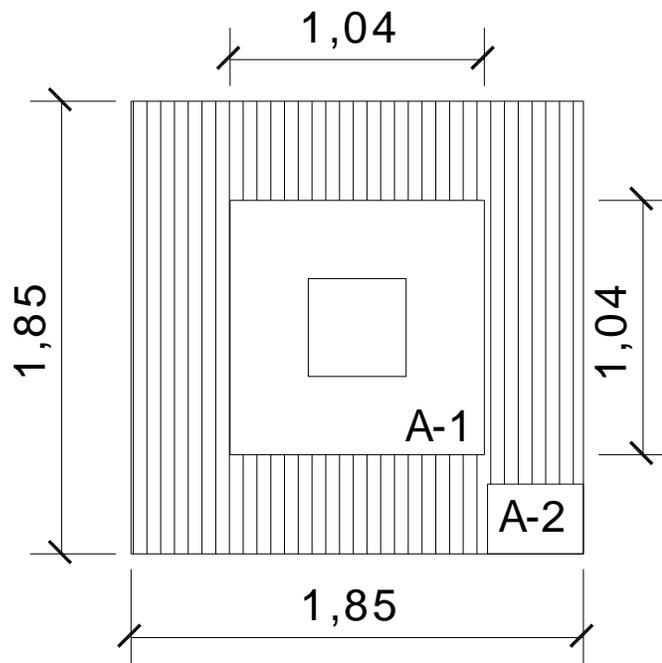
$$V_{actuante} = \text{Área}_{corte} * q_U = (0,41 * 1,85) * 32,29 = 24,49 \text{ t}$$

Como  $V_{resistente} > V_{actuante}$ , si cumple el chequeo por corte simple

## Chequeo por corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen alrededor del 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 es el siguiente.

Figura 34. Área de corte punzonante



$$V_{\text{actuante}} = (A_2 - A_1) * q_U = (1,85^2 - 1,04^2) * 32,29 = 75,59 \text{ t}$$

$$V_{\text{resistente}} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * \beta_o(\text{perímetro sección crítica}) * d$$

$$V_{\text{resistente}} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 4(104) * 32 = 173,8 \text{ t}$$

Como  $V_{\text{resistente}} > V_{\text{actuante}}$ , si cumple el chequeo por corte punzonante.

## Diseño a flexión de la zapata

Las zapatas representan voladizos que sobresalen de la columna en ambas direcciones y reciben presión del terreno hacia arriba que provocan esfuerzos de tensión en el fondo de la zapata, es por ello que éstas deben de reforzarse mediante dos parrillas de acero perpendiculares entre si y paralelas a los bordes. Para la determinación del momento flector de diseño se utilizará la fórmula del voladizo:

$$M_{\text{diseño}} = \frac{W * l^2}{2}$$

donde:

L = Distancia que hay desde el rostro de la columna al extremo de la zapata.

W = Reacción neta del suelo en una franja unitaria = 32,29 t/m.

$$M_{\text{diseño}} = \frac{32,29 * 0,725^2}{2} = 11,7 \text{ t - m}$$

Una vez determinado el momento de diseño de la zapata, se procederá a estimar el área de acero para una franja unitaria:

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

$$A_s = \left[ (100 * 32) - \sqrt{(100 * 32)^2 - \frac{11\,700 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \left( \frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) = 15,01 \text{ cm}^2$$

Calculando área de acero mínima:

$$A_{smin} = \left( \frac{14.1}{f_y} \right) bd = \left( \frac{14.1}{2\,810} \right) * 100 * 32 = 16,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mínima}} > A_s \rightarrow \text{Usar } A_{s\text{mínima}}$$

Espaciamiento de las varillas, utilizando hierro No. 6 ( $A_s = 2,85 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{A_{\text{varilla}}}{A_s} * 100 \text{ cm} = \frac{2,85 \text{ cm}^2}{16,05 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 17,7 \text{ cm} \rightarrow \text{Usar No. 6 @ 0,15 m}$$

### 2.2.5.6. Diseño de escaleras

La forma y disposición que se le da a una escalera, depende principalmente de las dimensiones e importancia de la edificación, del espacio que el proyecto les otorgue y finalmente del material y tipo de construcción escogida. El que una escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella.

Las siguientes relaciones garantizan la comodidad de una escalera:

- $c \leq 20 \text{ cm}$
- $H > c$
- $2c + H \leq 64 \text{ cm}$  (valor cercano)
- $c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$
- $c \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$

Donde  $c$  indica la contrahuella y  $H$  la huella del escalón.

### Propuesta de diseño

El módulo de gradas contará con dos descansos entre nivel y nivel, teniendo tres escalones hasta el primer descanso, nueve escalones al segundo descanso y tres escalones en el último tramo, figura 35.

Se asumirá una huella de 25 cm y una contrahuella de 16 cm. Por el poco espacio existente se propone hacer escalones con una pestaña de 2cm x 5 cm, por lo que la huella útil sería de 30 cm.

### Chequeo de unidades de escalón

$$16\text{cm} \leq 20\text{cm} \rightarrow \text{chequea}$$

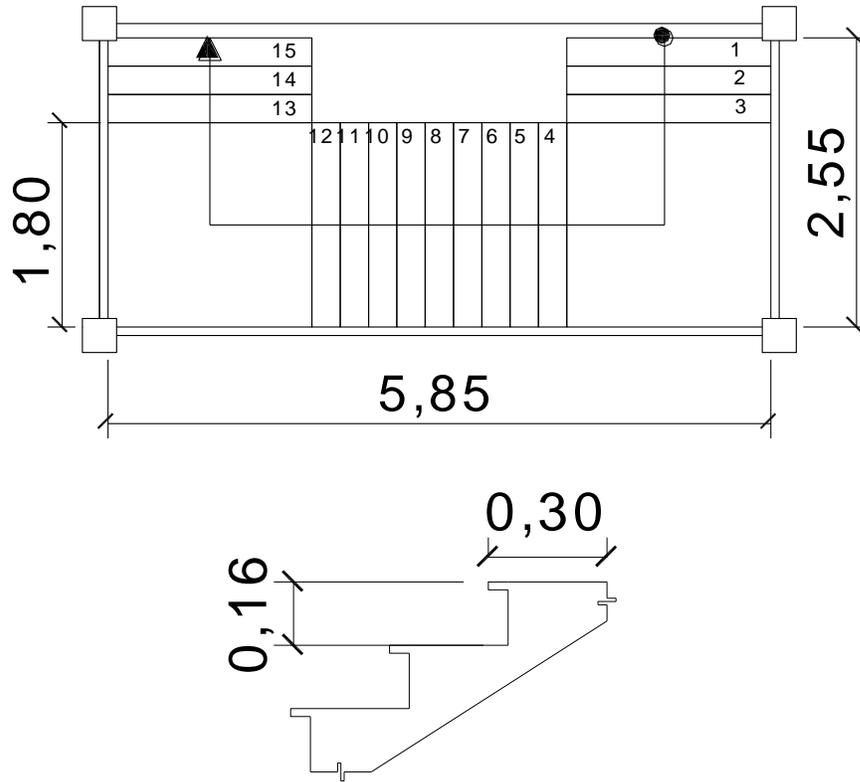
$$30\text{cm} > 16\text{cm} \rightarrow \text{chequea}$$

$$2(16) + 30 = 62 \leq 64\text{cm} \rightarrow \text{chequea}$$

$$16 + 30 = 46\text{cm} \rightarrow \text{chequea}$$

$$16 * 30 = 480\text{cm}^2 \rightarrow \text{chequea}$$

**Figura 35. Dimensiones módulo de gradas**



### Integración de cargas

Carga muerta:

$$CM = 1,2 \left[ \gamma_c * \left( t + \frac{c}{2} \right) \right] = 1,2 \left[ 2\,400 * \left( 0,10 + \frac{0,16}{2} \right) \right] = 518,4 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

$$CV = 1,6 \left[ 350 \text{ kg/m}^2 \right] = 560 \text{ kg/m}^2$$

Carga última:

$$CU = 518,4 + 560 = 1\,078,4 \text{ kg/m}^2$$

### Cálculo de momentos

$$M_{(+)} = \frac{CU * l^2}{9} = \frac{1\,078,4 * (\sqrt{2,25^2 + 1,60^2})^2}{9} = 913,34 \text{ kg - m}$$

$$M_{(-)} = \frac{CU * l^2}{14} = \frac{1\,078,4 * (\sqrt{2,25^2 + 1,60^2})^2}{14} = 587,15 \text{ kg - m}$$

### Cálculo peralte efectivo (usando varilla No. 4)

$$d = t - \text{rec} - \phi/2$$

$$d = 10 - 2 - \frac{1,27}{2} = 7,36 \text{ cm}$$

### Cálculo de área de acero para momento positivo M(+)

Para el diseño a flexión del refuerzo positivo se utilizará una franja unitaria de 1 metro de largo.

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

$$A_s = \left[ (100 * 7,36) - \sqrt{(100 * 7,36)^2 - \frac{913,34 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left( \frac{0,85 * 210}{2 * 810} \right) = 5,20 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de las varillas, utilizando hierro No. 4 ( $A_s = 1,26 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{A_{\text{varilla}}}{A_s} * 100 \text{ cm} = \frac{1,26 \text{ cm}^2}{5,2 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Usar No. 4 @ 0,20 m}$$

#### **Cálculo de área de acero para momento negativo M(-)**

$$A_s = \left[ (100 * 7,36) - \sqrt{(100 * 7,36)^2 - \frac{587,15 * 100}{0,003825 * 210}} \right] \left( \frac{0,85 * 210}{2 * 810} \right) = 3,30 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de las varillas, utilizando hierro No. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{A_{\text{varilla}}}{A_s} * 100 \text{ cm} = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{3,30 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{Usar No. 3 @ 0,20 m}$$

### **2.2.6. Instalaciones eléctricas**

Debido a que el proyecto se trata de un edificio de oficinas y palcos, se optó por dividir los circuitos eléctricos, de manera que se tiene circuitos para instalaciones de fuerzas y circuitos para instalaciones de iluminación. Se colocó un tablero de distribución por nivel.

### **2.2.7. Instalaciones hidráulicas**

Todo el sistema de agua potable será por medio de circuito cerrado para que la presión sea la misma en cada punto, con tubería PVC  $\Phi$  1", y los abastos por medio de tubería PVC  $\Phi$  1/2".

Las instalaciones de aguas residuales y aguas pluviales se trabajaron en sistemas separativos, por medio de tubería PVC de  $\Phi$  6", 4" y 3". En la descarga del drenaje a la red municipal se utilizó tubería PVC de  $\Phi$  6".

### **2.2.8. Planos constructivos**

Para este proyecto se elaboró un juego de planos divididos en tres fases: arquitectura, estructuras e instalaciones.

Los planos elaborados son los siguientes:

- Planta amueblada
- Planta acotada
- Elevaciones y cortes
- Planta de cimentación
- Planta de acabados

- Detalle de puertas y ventanas
- Planta armado de losa
- Detalle de vigas, columnas y zapatas
- Detalles estructurales
- Planta de iluminación
- Planta de fuerza
- Planta de drenajes
- Planta de instalación hidráulica

### 2.2.9. Presupuesto por renglones

**Tabla XIX. Integración precios unitarios totales**

#### INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS TOTALES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE INGENIERÍA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EPS DE INGENIERÍA CIVIL  
 EPESISTA: SERGIO ALEJANDRO MARTÍNEZ ZELAYA  
 MUNICIPALIDAD DE IPALA  
 PROYECTO: EDIFICIO ALDEA EL OBRAJE



No.	RENGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	LIMPIEZA Y CHAPEO	m <sup>2</sup>	92,87	Q 16,56	Q 1 538,11
1.2	TRAZO Y ESTAQUEADO	m <sup>2</sup>	92,87	Q 31,85	Q 2 957,91
<b>2</b>	<b>CIMENTACIÓN</b>				
2.1	EXCAVACIÓN DE CIMENTACIÓN	ml	23,00	Q 50,14	Q 1 153,22
2.2	RELLENO DE CIMENTACIÓN	ml	23,00	Q 48,52	Q 1 115,96
2.3	CIMIENTO CORRIDO	ml	23,00	Q 195,30	Q 4 491,90
2.4	ZAPATA Z-1	Unidad	5,00	Q 3 948,94	Q 19 744,70
2.5	ZAPATA Z-2	Unidad	3,00	Q 5 710,70	Q 17 132,11
2.6	SOLERA HIDRÓFUGA	ml	23,00	Q 250,02	Q 5 750,46
<b>3</b>	<b>COLUMNAS</b>				
3.1	COLUMNA-1	ml	45,10	Q 877,77	Q 39 587,43
3.2	COLUMNA-2	ml	66,00	Q 783,41	Q 51 704,73
3.3	COLUMNA-3	ml	80,20	Q 500,04	Q 40 103,21
3.4	COLUMNA-4	ml	23,20	Q 433,15	Q 10 049,02
<b>4</b>	<b>VIGAS</b>				
4.1	VIGA-1	ml	42,00	Q 1 053,61	Q 44 251,52

Continua Tabla XIX

4.2	VIGA-2	ml	19,00	Q	972,68	Q	18 480,83
4.3	VIGA-3	ml	42,00	Q	918,65	Q	38 583,22
4.4	VIGA-4	ml	19,00	Q	823,84	Q	15 652,91
4.5	VIGA-5	ml	42,00	Q	823,84	Q	34 601,18
4.6	VIGA-6	ml	19,00	Q	823,84	Q	15 652,91
<b>5</b>	<b>MUROS</b>						
5.1	LEVANTADO DE MUROS	m <sup>2</sup>	226,21	Q	284,04	Q	64 252,69
5.2	SOLERA INTERMEDIA	ml	124,41	Q	250,02	Q	31 104,99
<b>6</b>	<b>PISOS Y CORREDORES</b>						
6.1	PISO CERÁMICO 0.40 X 0.40 m	m <sup>2</sup>	420,00	Q	472,50	Q	198 450,00
6.2	BANQUETA DE CONCRETO DE 7.5 cms. DE ESPESOR	m <sup>2</sup>	54,73	Q	196,02	Q	10 728,17
<b>7</b>	<b>TECHOS</b>						
7.1	LOSA	m <sup>2</sup>	220,23	Q	1 242,68	Q	273 674,32
7.2	PAÑUELOS	m <sup>2</sup>	73,41	Q	189,61	Q	13 919,09
<b>8</b>	<b>HERRERÍA</b>						
8.1	VENTANA TIPO 1	Unidad	9,00	Q	678,96	Q	6 110,64
8.2	VENTANA TIPO 2	Unidad	2,00	Q	897,52	Q	1 795,04
8.3	VENTANA TIPO 3	Unidad	2,00	Q	850,98	Q	1 701,95
8.4	VENTANA TIPO 4	Unidad	2,00	Q	288,02	Q	576,04
8.5	VENTANA TIPO 5	Unidad	4,00	Q	262,60	Q	1 050,41
8.6	VENTANA TIPO 6	Unidad	2,00	Q	5 554,73	Q	11 109,46
8.7	VENTANA TIPO 7	Unidad	1,00	Q	1 570,21	Q	1 570,21
8.8	VENTANA TIPO 8	Unidad	1,00	Q	1 161,96	Q	1 161,96
8.9	VENTANA TIPO 9	Unidad	1,00	Q	101,65	Q	101,65
8.10	VENTANA TIPO 10	Unidad	1,00	Q	203,31	Q	203,31
<b>9</b>	<b>PUERTAS</b>						
9.1	PUERTA TIPO 1	Unidad	7,00	Q	1 622,42	Q	11 356,94
9.2	PUERTA TIPO 2	Unidad	5,00	Q	978,02	Q	4 890,09
9.3	PUERTA TIPO 3	Unidad	4,00	Q	1 518,58	Q	6 074,30
9.4	PUERTA TIPO 4	Unidad	2,00	Q	1 369,02	Q	2 738,04
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES</b>						
10.1	ACOMETIDA ELÉCTRICA	Global	1,00	Q	24 820,00	Q	24 820,00
10.2	AGUA POTABLE	Global	1,00	Q	5 037,52	Q	5 037,52
10.3	DRENAJES	Global	1,00	Q	13 220,00	Q	13 220,00
<b>11</b>	<b>ACABADOS</b>						
11.1	REPELLO	m <sup>2</sup>	625,75	Q	79,80	Q	49 934,85
11.2	CERNIDO	m <sup>2</sup>	625,75	Q	75,20	Q	47 056,40
11.3	AZULEJO	m <sup>2</sup>	46,90	Q	337,50	Q	15 828,75
<b>12</b>	<b>OTROS</b>						
12.1	INODORO ESTÁNDAR BLANCO	Unidad	7,00	Q	840,90	Q	5 886,27
12.2	MIGITORIOS BLANCOS	Unidad	1,00	Q	700,56	Q	700,56
12.3	LAVAMANOS	Unidad	5,00	Q	582,79	Q	2 913,96
<b>13</b>	<b>MÓDULO DE GRADAS</b>						
13.1	GRADAS	Global	1,00	Q	43 902,00	Q	48 720,00
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>							<b>Q 1 219 238,89</b>

## 2.2.10 Cronograma de avance físico

Tabla XX. Cronograma de avance físico



### CRONOGRAMA DE AVANCE FÍSICO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

EPS DE INGENIERÍA CIVIL

EPESISTA: SERGIO ALEJANDRO MARTÍNEZ ZELAYA

MUNICIPALIDAD DE IPALA

PROYECTO: EDIFICIO ALDEA EL OBRAJE

No.	RENGLÓN	PERIODO DE EJECUCIÓN						
		1er. MES	2do. MES	3er. MES	4to. MES	5to. MES	6to. MES	7mo. MES
1	TRABAJOS PRELIMINARES	■						
2	CIMENTACIÓN		■					
3	COLUMNAS		■	■				
4	VIGAS		■	■	■			
5	MUROS				■	■		
6	PISOS Y CORREDORES					■	■	
7	TECHOS				■	■	■	
8	HERRERÍA							■
9	PUERTAS							■
10	INSTALACIONES						■	■
11	ACABADOS							■
12	OTROS							■
13	MODULO DE GRADAS				■	■	■	



## CONCLUSIONES

1. La construcción del drenaje sanitario de la aldea Cacahuatpeque traerá un beneficio a 217 familias, que podrán contar con una red de 3 120,88 metros de tubería, además de dos fosas sépticas para la evacuación y tratamiento de las aguas residuales.
2. La construcción del drenaje sanitario tendrá un costo directo total de Q 3 336 393,19 en el que se incluye el costo de construcción de dos fosas sépticas con capacidad de 142,80 m<sup>3</sup> cada una. El costo directo de cada una de las fosas es de Q176 442,16.
3. El edificio tendrá un área de construcción total de 495 m<sup>2</sup>, dividida en tres niveles; en el primer nivel se ubicarán oficinas, el segundo nivel será para baños y palcos de prensa y el tercer nivel será destinado para los palcos de visitantes. La construcción de los palcos traerá un aumento de los turistas que visiten la aldea El Obraje.
4. El costo directo del metro cuadrado de construcción será de Q1 811,11 y la obra total ascenderá a un costo de Q 896 499,18.
5. La municipalidad de Ipala brindó la oportunidad de realizar el Ejercicio Profesional Supervisado, y así poner en práctica los conocimientos adquiridos durante la formación académica y enfrentarse a la problemática real que presentan las comunidades del interior de la república en los aspectos de diseño, planificación y supervisión de obras civiles.



## RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Ipala, Chiquimula:

1. La responsabilidad de mantenimiento y operación del sistema será compartida entre la municipalidad de Ipala y el comité de vecinos de la aldea Cacahuatepeque. El tiempo recomendado para inspeccionar el funcionamiento del sistema debe ser en espacios no mayores a tres meses. Ya que se trata de alcantarillado sanitario y por consiguiente en él corren aguas con desechos sólidos y la tubería podría taparse con mucha facilidad.
2. Puesto que las fosas sépticas para funcionar debidamente requieren un examen minucioso y regular, conviene que algunas personas de la comunidad local aprendan la forma de conservarlos y repararlos. Además, si se desea aprovechar el valor agrícola de los lodos de la fosa será necesario secar los mismos al aire libre por 1 o 2 semanas más, en capas de 20 a 30 centímetros, después de ser extraídos del fondo de la fosa.
3. Para la construcción del edificio se recomienda llevar un control de calidad de los materiales, realizarles ensayos y utilizar los materiales con base en las normas y el tipo descrito en los planos.
4. Las áreas en las que se deberá tener mayor cuidado son los techos, impermeabilizándolos para evitar humedad dentro de la estructura. Además, de revisar periódicamente las instalaciones, tanto eléctricas como hidráulicas, para que no se ocasionen fallas o fugas que afecten la utilidad del edificio.



## BIBLIOGRAFÍA

1. *American Concrete Institute ACI 318s-05.*
2. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones.* 5ª ed. México: Limusa, 2004. 650 p.
3. HIBBLER, Russel Charles. *Análisis estructural.* 3ª ed. México: Prentice-Hall, 1997.
4. Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA). *Normas de diseño de muros de mampostería sin apoyo transversal y sin carga.*
5. Instituto de Fomento Municipal (INFOM). *Normas generales para el diseño de alcantarillados.* Guatemala: 2001.
6. Joint Committee en Rural Sanitation. *Manual de Fosas Sépticas.* Centro regional de ayuda técnica. México/Buenos Aires.
7. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto.* 12ª ed. México: Mc Graw Hill, 2004.
8. *Uniform Building Code UBC.* Tomo 2, 1997.



## **APÉNDICE**

- Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario
- Planos constructivos del diseño del drenaje sanitario para la aldea Cacahuatepeque y edificación de tres niveles para la aldea El Obraje, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula



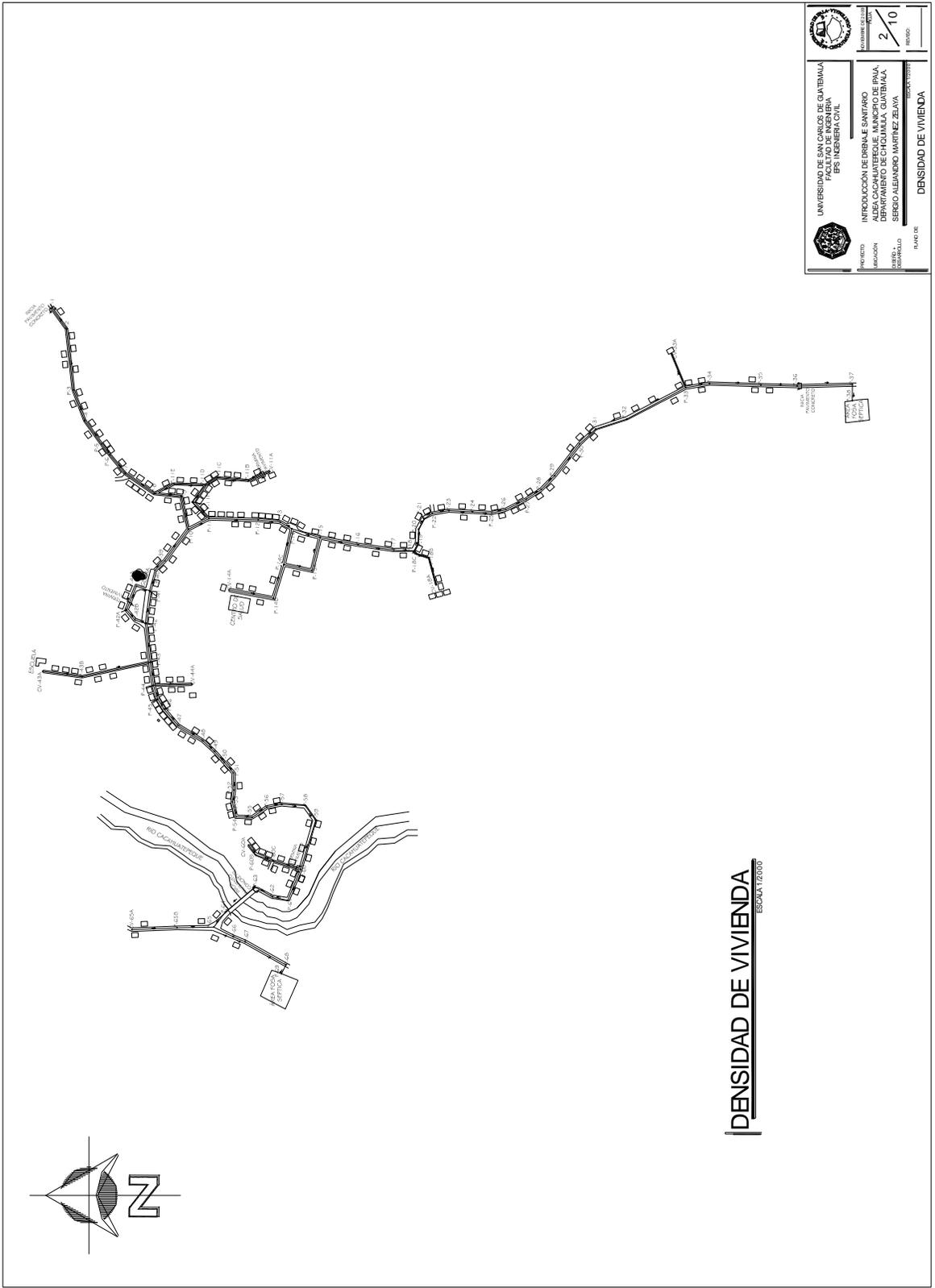




E15	33A	33	745.59	742.55	45.46	6.682	1	1	6	6	12	12	0.00833	0.01667	0.00139	0.00139	0.002	4.83351	4.4087	0.0532	0.10576	6	6.69	2.9285	53.42	0.001	0.00198	0.1588	0.1958	0.024	0.033	2.4	3.3	0.46505	0.5734	744.19	741.5	1.4	1.4	0.6	38.1864	37.36
-----	-----	----	--------	--------	-------	-------	---	---	---	---	----	----	---------	---------	---------	---------	-------	---------	--------	--------	---------	---	------	--------	-------	-------	---------	--------	--------	-------	-------	-----	-----	---------	--------	--------	-------	-----	-----	-----	---------	-------

RAMAL PRINCIPAL "C"																																									
10	39	766.48	763.27	48.64	6.5955	4	35	24	210	45	393	0.29167	0.58333	0.00139	0.00139	0.002	4.4024	4.02579	1.7386	3.16427	6	6.54	2.8955	52.838	0.02922	0.05991	0.45228	0.54883	0.124	0.166	12.4	16.6	1.32866	1.59205	765.05	761.87	1.43	1.4	0.6	41.29536	40.41
39	40	762.43	761.54	17.19	4.8866	1	37	12	222	23	415	0.30833	0.57778	0.00139	0.00139	0.002	4.13112	4.01401	1.82424	3.39965	6	4.71	2.4572	44.823	0.04092	0.07451	0.49088	0.58515	0.138	0.184	13.8	18.4	1.2052	1.43786	761.84	761.03	1.43	1.4	0.6	14.59431	14.28
40	41	762.43	761.54	26.4	3.2732	1	38	6	222	12	427	0.31667	0.59000	0.00139	0.00139	0.002	4.13649	4.00852	1.83138	3.42328	6	3.28	2.0443	37.291	0.05046	0.09180	0.52101	0.62233	0.138	0.184	13.8	18.4	1.2052	1.43786	761.84	761.03	1.43	1.4	0.6	22.4136	21.93
41	42	761.54	759.88	40.98	4.0598	4	46	24	276	45	517	0.38333	0.78000	0.00139	0.00139	0.002	4.09369	3.96671	2.56991	4.10158	6	3.98	2.2588	41.200	0.05484	0.09549	0.53558	0.68441	0.159	0.213	15.9	21.3	1.20976	1.44204	760.11	758.48	1.43	1.4	0.6	34.70202	34.04
42	43	758.29	757.25	28.92	3.2502	5	53	30	318	57	553	0.44167	0.88333	0.00139	0.00139	0.002	4.06752	3.93417	2.56991	4.88167	6	3.19	2.0222	36.888	0.07013	0.12691	0.57553	0.68441	0.179	0.24	17.9	24	1.16585	1.38406	758.45	756.89	1.43	1.4	0.6	41.59308	40.64
43	44	757.25	757.25	17.93	2.0636	3	75	18	450	34	842	0.625	1.16944	0.00139	0.00139	0.002	3.99732	3.84691	3.9795	6.87736	6	0.5	0.8006	14.604	0.24494	0.43358	0.82766	0.96667	0.338	0.466	33.8	46.6	0.62488	0.75534	755.56	755.42	2.73	2.2	0.6	42.80228	42.27
44	45	757.25	756.88	14.69	2.929	4	79	24	474	45	887	0.68333	1.29194	0.00139	0.00139	0.002	3.98605	3.82297	3.7827	7.96969	6	0.88	1.0621	19.375	0.25002	0.46354	0.82766	0.98162	0.347	0.479	34.7	47.9	0.67863	0.78589	755.08	755.01	2.17	1.87	0.6	17.73156	17.46
45	46	756.88	756.88	26.89	2.259	3	82	18	492	34	921	0.68333	1.29194	0.00139	0.00139	0.002	3.97789	3.82297	3.91437	7.04152	6	0.88	1.0621	19.375	0.25002	0.46354	0.82766	0.98162	0.347	0.479	34.7	47.9	0.67863	0.78589	755.08	755.01	2.17	1.87	0.6	17.73156	17.46
46	47	756.88	756.88	36.24	4.6583	4	85	18	510	34	955	0.70833	1.36394	0.00139	0.00139	0.002	3.96989	3.82297	4.04918	8.20245	6	0.85	2.4513	44.056	0.20919	0.12653	0.62333	0.73856	0.347	0.479	34.7	47.9	0.67863	0.78589	755.08	755.01	2.17	1.87	0.6	17.73156	17.46
47	48	756.88	756.88	36.24	4.6583	4	85	18	510	34	955	0.70833	1.36394	0.00139	0.00139	0.002	3.96989	3.82297	4.04918	8.20245	6	0.85	2.4513	44.056	0.20919	0.12653	0.62333	0.73856	0.347	0.479	34.7	47.9	0.67863	0.78589	755.08	755.01	2.17	1.87	0.6	17.73156	17.46
48	49	752.77	750.25	18.99	13.93	1	87	6	523	12	977	0.725	1.55694	0.00139	0.00139	0.002	3.96781	3.89649	4.13897	4.27369	6	13.36	4.7	76.533	0.05826	0.09776	0.53145	0.62399	0.157	0.21	15.7	21	2.23056	2.59586	751.34	748.35	1.43	1.4	0.6	30.62776	30.11
49	50	752.77	750.25	18.99	13.93	1	87	6	523	12	977	0.725	1.55694	0.00139	0.00139	0.002	3.96781	3.89649	4.13897	4.27369	6	13.36	4.7	76.533	0.05826	0.09776	0.53145	0.62399	0.157	0.21	15.7	21	2.23056	2.59586	751.34	748.35	1.43	1.4	0.6	30.62776	30.11
50	51	746.08	745.41	21.33	13.26	1	89	12	534	21	1006	0.74167	1.58869	0.00139	0.00139	0.002	3.96336	3.9	4.23286	7.6	6	12.28	3.9544	71.532	0.05826	0.09776	0.53145	0.62399	0.157	0.21	15.7	21	2.23056	2.59586	751.34	748.35	1.43	1.4	0.6	14.73117	14.02
51	52	746.08	745.41	21.33	13.26	1	89	12	534	21	1006	0.74167	1.58869	0.00139	0.00139	0.002	3.96336	3.9	4.23286	7.6	6	12.28	3.9544	71.532	0.05826	0.09776	0.53145	0.62399	0.157	0.21	15.7	21	2.23056	2.59586	751.34	748.35	1.43	1.4	0.6	14.73117	14.02
52	53	745.01	744.06	14.91	9.0243	1	91	6	546	12	1022	0.75833	1.61944	0.00139	0.00139	0.002	3.95801	3.94628	4.2735	6.774	6	12.28	3.9544	71.532	0.05826	0.09776	0.53145	0.62399	0.157	0.21	15.7	21	2.23056	2.59586	751.34	748.35	1.43	1.4	0.6	14.73117	14.02
53	54	744.06	740.91	19.03	16.353	2	93	12	558	23	1044	0.775	1.65	0.00139	0.00139	0.002	3.94925	3.7927	4.0255	7.90666	6	8.65	3.5853	83.64	0.05269	0.09549	0.52723	0.62774	0.155	0.207	17.9	23.9	1.98353	2.29977	745.98	742.46	1.43	1.4	0.6	12.6859	12.39
54	55	740.91	739.07	19.98	9.292	1	94	6	564	12	1056	0.78333	1.6667	0.00139	0.00139	0.002	3.94648	3.78462	4.45193	9.9311	6	9.06	3.408	82.167	0.0763	0.12858	0.57394	0.6877	0.181	0.242	18.1	24.2	1.97858	2.34369	739.48	737.67	1.43	1.4	0.6	16.8302	16.6
55	56	739.07	735.39	18.62	11.6	2	96	12	576	23	1078	0.78	1.69222	0.00139	0.00139	0.002	3.94182	3.7873	4.54099	11.6695	6	6.74	2.9394	53.62	0.08699	0.13954	0.60791	0.72119	0.196	0.263	19.6	26.3	1.78632	2.19399	737.64	735.1	1.43	1.4	0.6	18.77139	18.37
56	57	735.39	731.81	28.85	12.499	0	98	0	588	0	1101	0.81667	1.52917	0.00139	0.00139	0.002	3.936974	3.7267	4.62988	8.30742	6	11.4	3.8296	69.857	0.06629	0.11897	0.56576	0.6712	0.174	0.232	17.4	23.8	2.23984	2.59921	735.96	734.41	1.43	1.4	0.6	14.80838	15.47
57	58	731.81	729.95	22.68	8.2011	0	98	0	588	0	1101	0.81667	1.52917	0.00139	0.00139	0.002	3.936974	3.7267	4.62988	8.30742	6	11.4	3.8296	69.857	0.06629	0.11897	0.56576	0.6712	0.174	0.232	17.4	23.8	2.23984	2.59921	735.96	734.41	1.43	1.4	0.6	14.80838	15.47
58	59	731.81	729.95	22.68	8.2011	0	98	0	588	0	1101	0.81667	1.52917	0.00139	0.00139	0.002	3.936974	3.7267	4.62988	8.30742	6	11.4	3.8296	69.857	0.06629	0.11897	0.56576	0.6712	0.174	0.232	17.4	23.8	2.23984	2.59921	735.96	734.41	1.43	1.4	0.6	14.80838	15.47
59	60	729.95	728.01	63.89	3.0565	5	100	30	618	57	1157	0.88333	1.60694	0.00139	0.00139	0.002	3.925119	3.7827	4.85145	8.96644	6	2.99	1.9578	35.713	0.15384	0.24351	0.69745	0.82507	0.248	0.336	24.8	33.6	1.36548	1.61532	728.52	726.1	1.43	1.4	0.6	54.20261	53.08
60	61	728.01	727.74	41.96	4.6435	4	116	24	696	45	1303	0.96667	1.80972	0.00139	0.00139	0.002	3.895983	3.72295	5.42322	9.702	6	0.57	0.8548	15.598	0.3478	0.6222	0.96879	1.05397	0.406	0.571	40.6	57.1	0.77885	0.90095	726.58	726.34	1.43	1.4	0.6	35.60404	34.86
61	62	727.74	726.2	19.44	7.9218	0	116	0	696	0	1303	0.96667	1.80972	0.00139	0.00139	0.002	3.895983	3.72295	5.42322	9.702	6	0.57	0.8548	15.598	0.3478	0.6222	0.96879	1.05397	0.406	0.571	40.6	57.1	0.77885	0.90095	726.58	726.34	1.43	1.4	0.6	35.60404	34.86
62	63	726.2	723.36	24.81	11.447	0	116	0	696	0	1303	0.96667	1.80972	0.00139	0.00139	0.002	3.895983	3.72295	5.42322	9.702	6	11.32	3.8094	69.489	0.07894	0.13952	0.59276	0.70887	0.188	0.252	18.8	25.2	2.58055	2.88134	724.77	721.96	1.43	1.4	0.6	21.06369	20.61
63	64	723.36	724.11	48	-1.563	0	116	0	696	0	1303																														















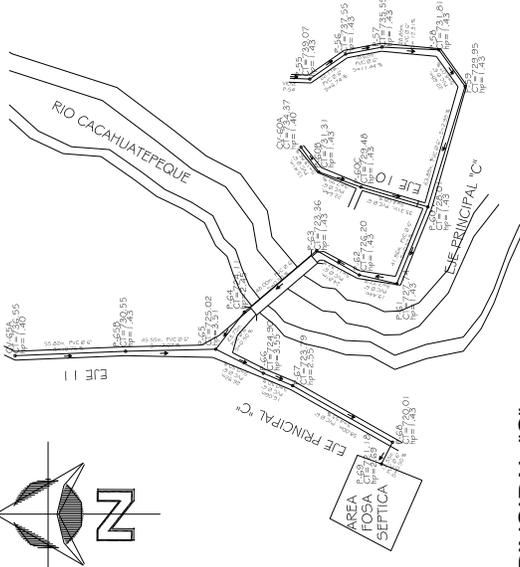
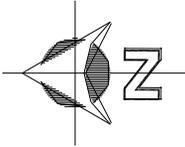




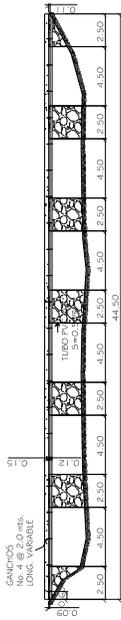




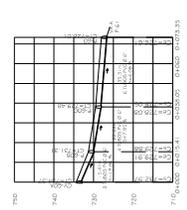
REFERENCIAS	
▬	TUBERIA A DESGLOSE POR SE INDICADO
▬	FAJON DE COSTA EXISTENTE
○	CAJON DE OSMO LINEA
○	POZO DE OSMO LINEA
○	PARVAL MEDIAL
○	PARVAL DE FLEJO
○	VALVULA
○	PREMUNTE DE BOMBONA



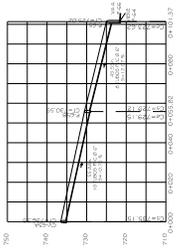
**PLANTA EJE PRINCIPAL "C"**  
ESCALA 1:1000



**DETALLE PASO AEREO**  
ESCALA 1:100

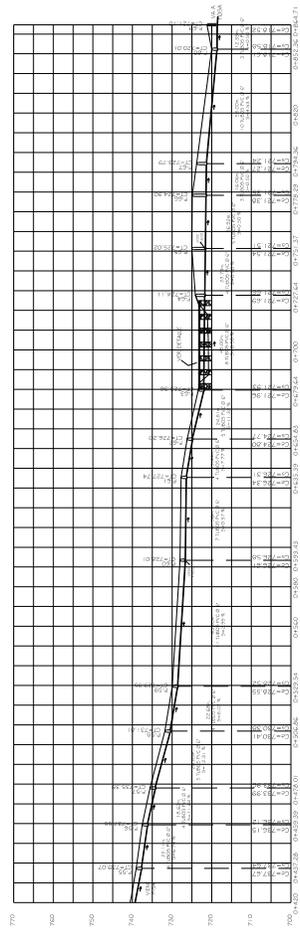


**PERFIL EJE 10**  
ESCALA VERTICAL 1:500, HORIZONTAL 1:1000



**PERFIL EJE 11**  
ESCALA VERTICAL 1:500, HORIZONTAL 1:1000

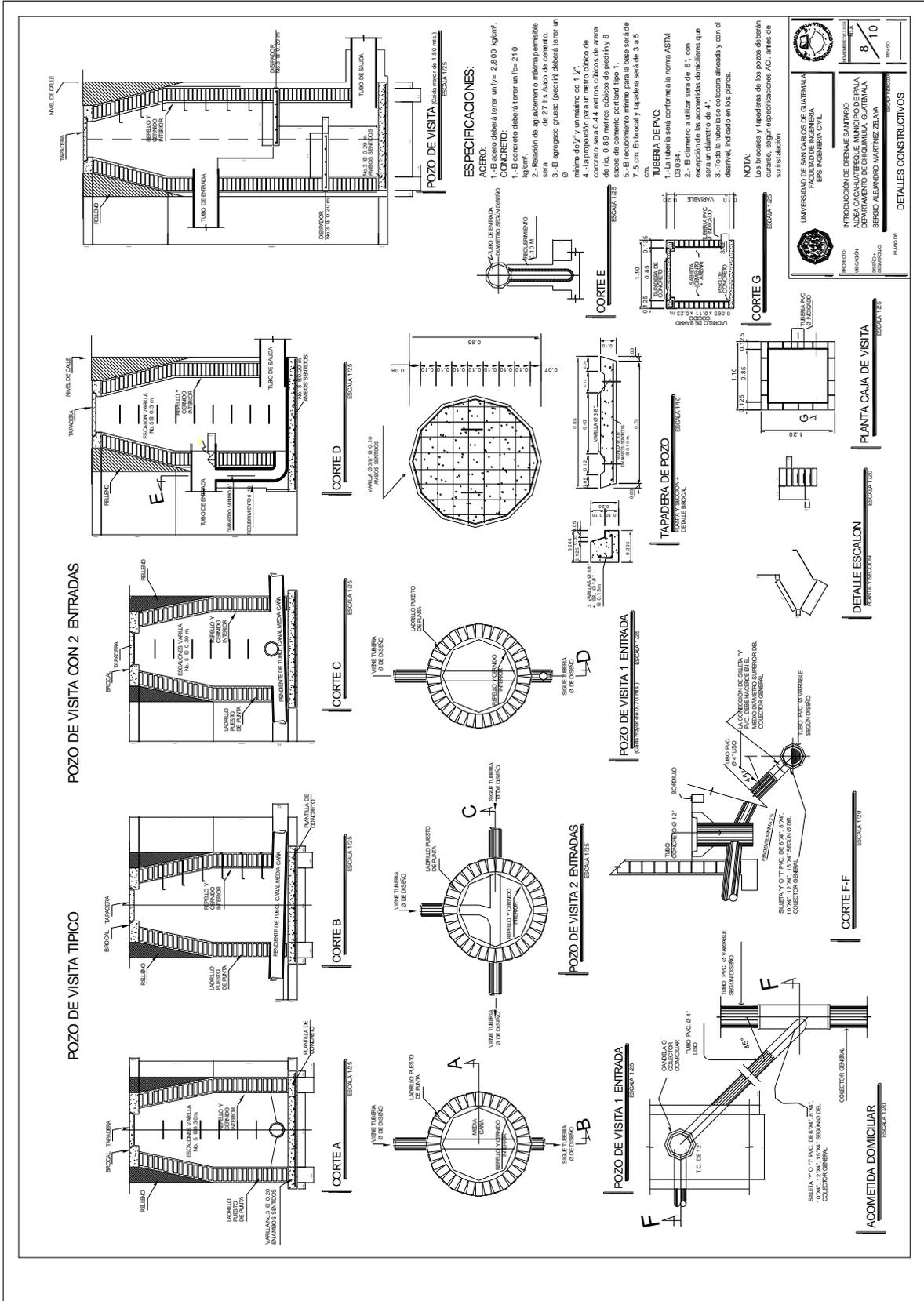
NOTA: SE USA LA TUBERIA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD DE DIAMETRO 6 PIG.



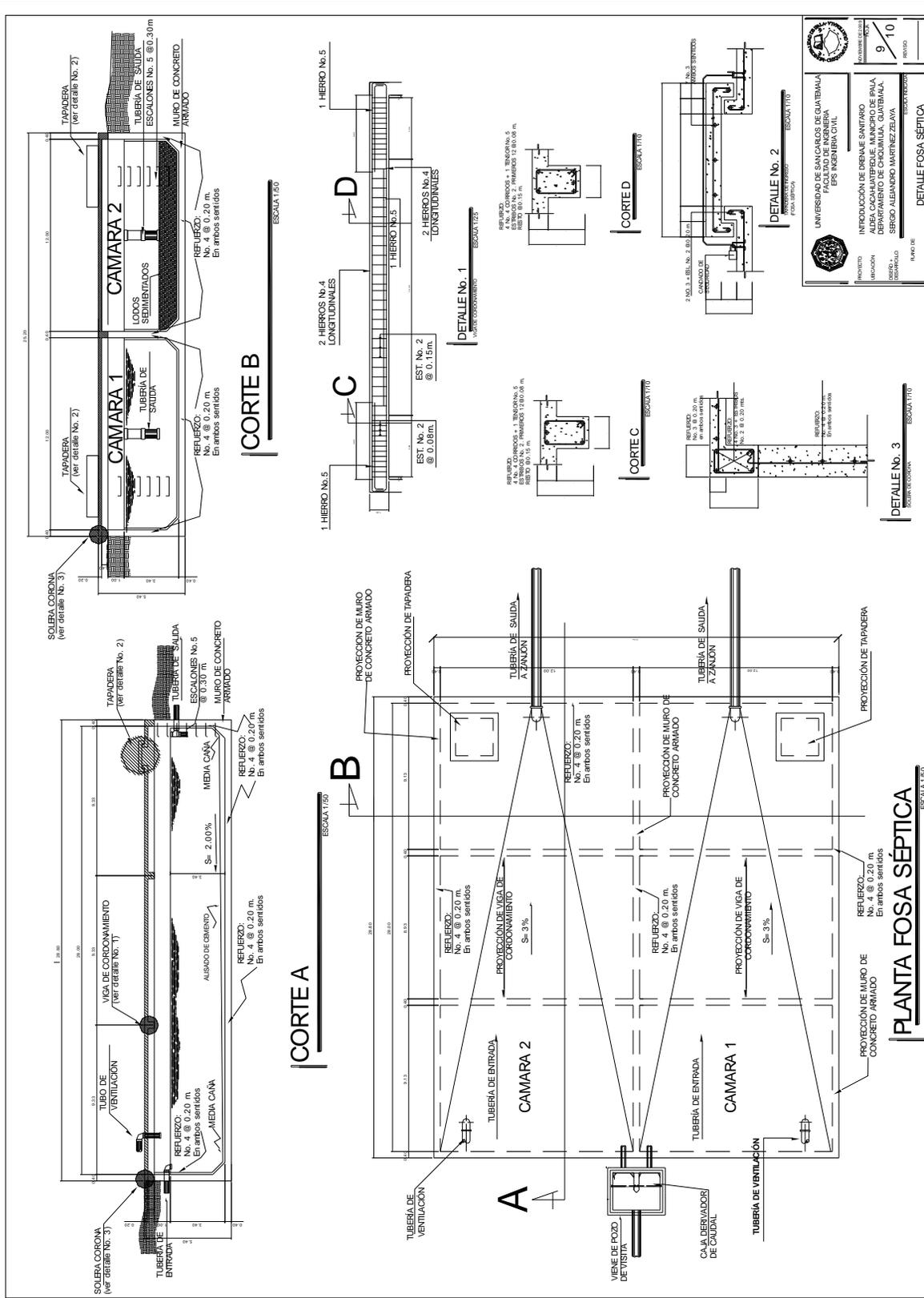
**PERFIL EJE PRINCIPAL "C"**  
ESCALA VERTICAL 1:500, HORIZONTAL 1:1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA CIVIL	
TITULO PROYECTO INGENIERO ASISTENTE	INTRODUCCION DE OSMO AL SANEAMIENTO ADESA CACAHLIATEPEQUE, MUNICIPIO DE PAJALA DEPARTAMENTO DE QUICHUMLA, GUATEMALA SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZEVALA
FECHA DE ELABORACION 7 / 10	PLANTA - PERFIL EJE PRINCIPAL "C"





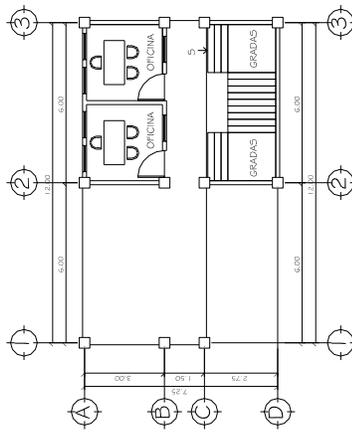




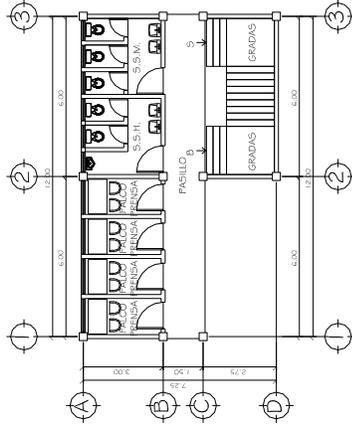




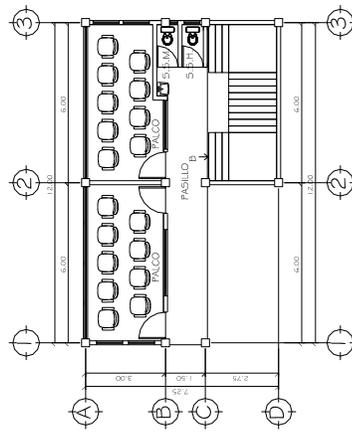




**PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL**  
ESCALA 1/75



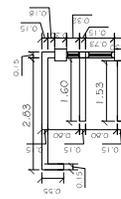
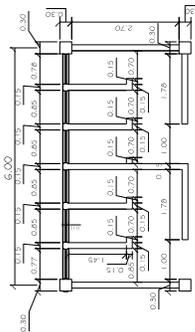
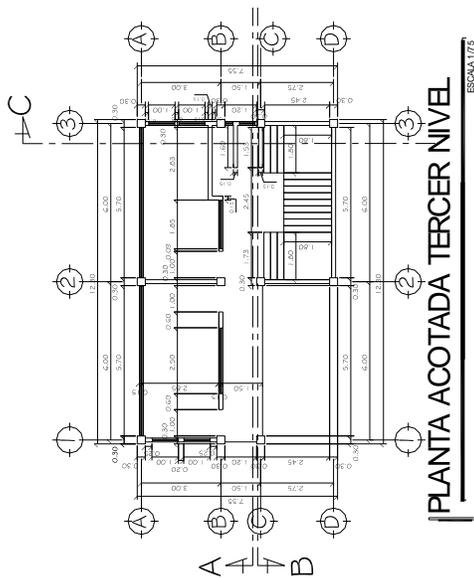
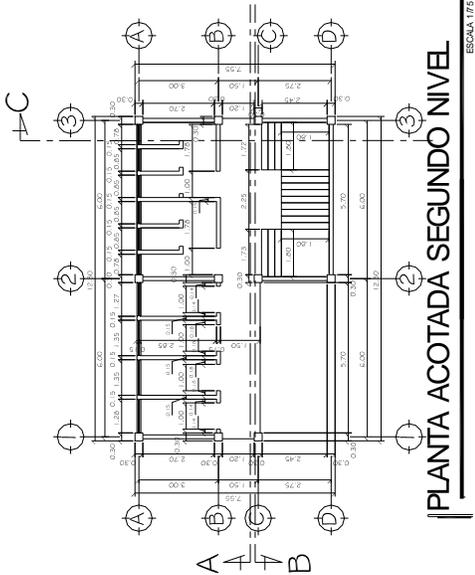
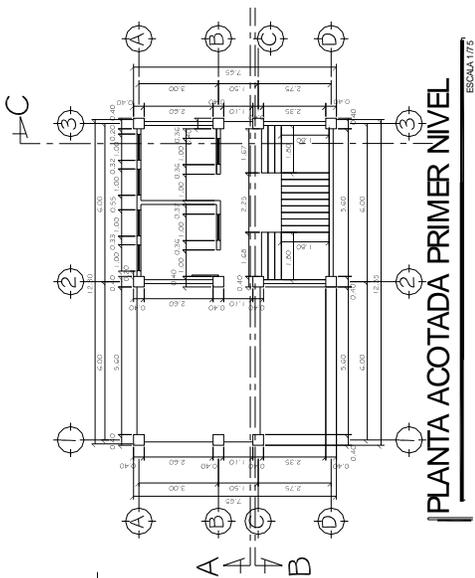
**PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1/75



**PLANTA AMUEBLADA TERCER NIVEL**  
ESCALA 1/75

			
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA INSTITUTO DE ENGENIERIA CIVIL EPS INGENIERIA CIVIL		PROYECTO: BIFFICO PALCOS UBICACION: ALDEA EL OBRAL, MUNICIPIO DE PAJA, DEPARTAMENTO DE CHIMULU, GUATEMALA DISEÑADOR: SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZEVALA ESCALA: 1/113 FECHA: 11/11/2017 CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA	



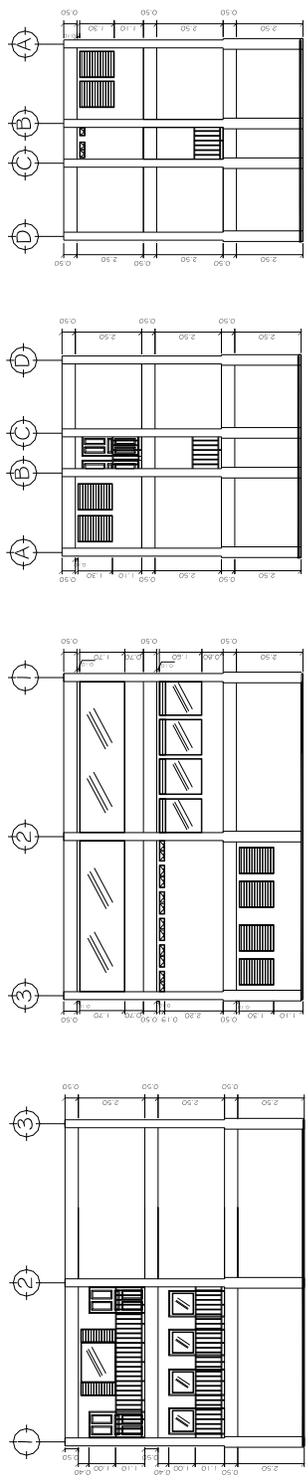


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS INGENIERIA CIVIL	FOLIO 02/13 2/13 R.02/00
	PROYECTO: EDIFICIO PALCOS IMAGEN: EDIFICIO PALCOS DISEÑADOR: SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELVA INGENIERO: SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELVA CONTINENTE: GUATEMALA PLANTA ACOTADA	

**DETALLE BAÑOS  
TERCER NIVEL**  
ESCALA 1/50

**DETALLE BAÑOS  
SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1/50



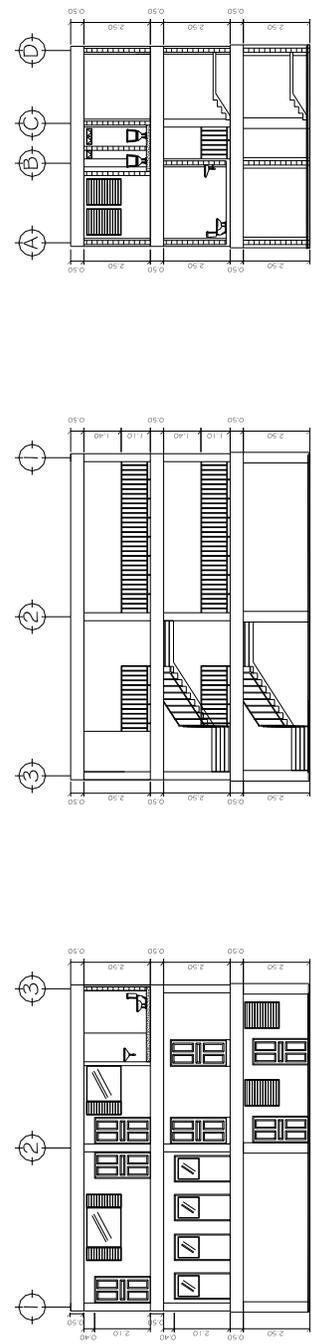


**ELEVACIÓN NORTE**  
ESCALA 1/75

**ELEVACIÓN SUR**  
ESCALA 1/75

**ELEVACIÓN ESTE**  
ESCALA 1/75

**ELEVACIÓN OESTE**  
ESCALA 1/75



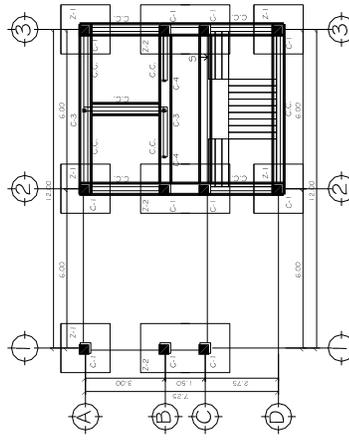
**CORTE A**  
ESCALA 1/75

**CORTE B**  
ESCALA 1/75

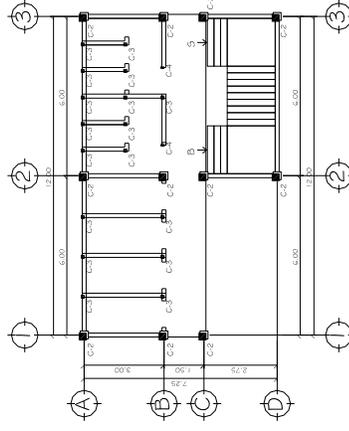
**CORTE C**  
ESCALA 1/75

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS INGENIERIA CIVIL	
	PRESENTE: INGENIERO DISEÑADOR SUPERVISOR	EDIFICIO PALCOS AV. FRANCISCO DE MORALES DE PAIVA DEPARTAMENTO DE CACAHUAPAN, GUATEMALA. SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELAYA
CONTRATO: ELEVACIONES Y CORTE		ESCALA: 1/75

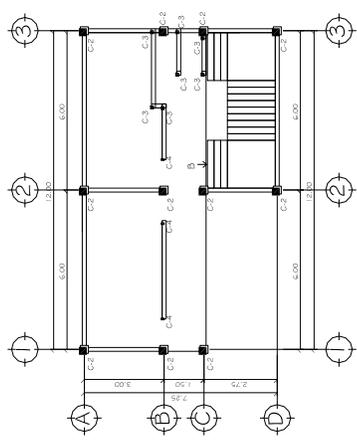




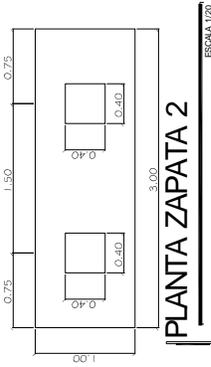
**PLANTA CIMENTACION PRIMER NIVEL**  
ESCALA 1/75



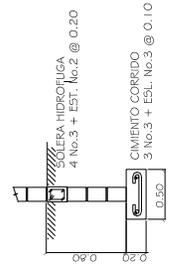
**PLANTA DISTRIBUCIÓN DE COLUMNA  
SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1/75



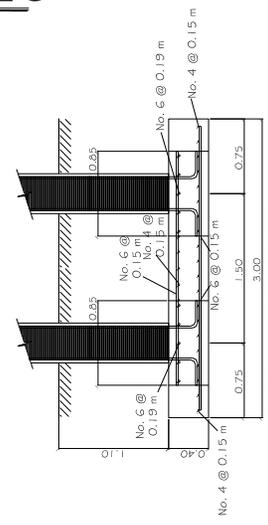
**PLANTA DISTRIBUCIÓN DE  
COLUMNAS TERCER NIVEL**  
ESCALA 1/75



**PLANTA ZAPATA 2**  
ESCALA 1/20



**DETALLE CIMENTO  
CORRIDO**  
ESCALA 1/20



**DETALLE ZAPATA 2**  
ESCALA 1/20

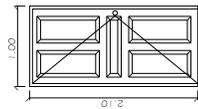
NOTA:  
DETALLE DE COLUMNAS Y ZAPATA 1 VER HOJA 8

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO: EDIFICIO FINCOS	FECHA DE ELABORACION: 4 / 13
AUTORIA: ALBA EL GRABE, MIEMBRO DE IANA DEPARTAMENTO DE CHOAMALA, GUATEMALA. SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELAYA	REVISOR: PLANTA DE CIMENTACION

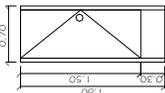




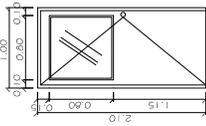




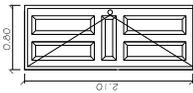
**P-1**  
ESCALA 1/25



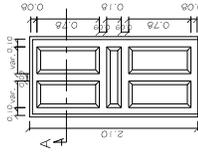
**P-2**  
ESCALA 1/25



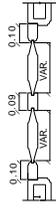
**P-3**  
ESCALA 1/25



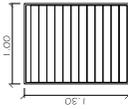
**P-4**  
ESCALA 1/25



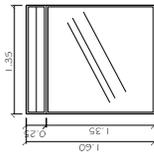
**VISTA FRONTAL PUERTA DE MADERA**  
SIN ESCALA



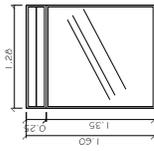
**SECCIÓN A**  
SIN ESCALA



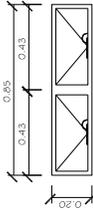
**V-1**  
ESCALA 1/25



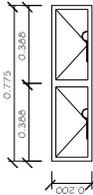
**V-2**  
ESCALA 1/25



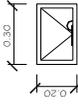
**V-3**  
ESCALA 1/25



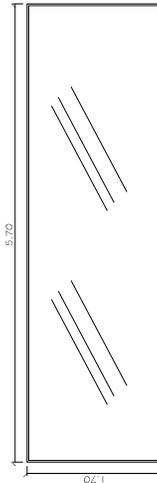
**V-4**  
ESCALA 1/10



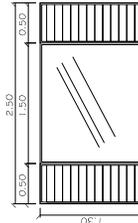
**V-5**  
ESCALA 1/10



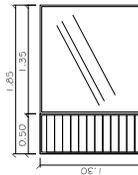
**V-9**  
ESCALA 1/10



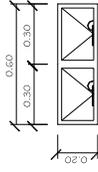
**V-6**  
ESCALA 1/25



**V-7**  
ESCALA 1/25



**V-8**  
ESCALA 1/25



**V-10**  
ESCALA 1/10

TIPO	UNIDAD	SILLAR	DINTEL	vano	MATERIAL	VIDRIO
V-1	9	1.10	2.40	1.00	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-2	2	0.80	2.40	1.35	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-3	2	0.80	2.40	1.28	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-4	2	2.20	2.40	0.78	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-5	4	2.20	2.40	0.85	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-6	2	0.70	2.40	5.70	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-7	1	1.10	2.40	2.50	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-8	1	1.10	2.40	1.85	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-9	1	2.20	2.40	0.30	ALUMINIO	CUARO 5MM
V-10	1	2.20	2.40	0.60	ALUMINIO	CUARO 5MM

TIPO	UNIDAD	vano	MATERIAL
P-1	7	2.10	1.00
P-2	5	1.80	0.70
P-3	4	2.10	1.00
P-4	2	2.10	0.80

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EPS INGENIERIA CIVIL

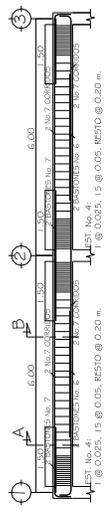
EDIFICIO PALCOS  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO DE QUIMIQUILAS  
SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELAYA

6 13  
MAYO 2020



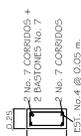






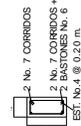
DETALLE VIGA 1

CORTE A ESCALTA 1:25

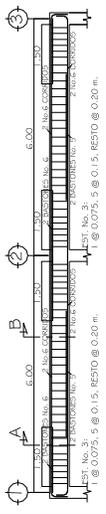


2 No. 7 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 7 EST. No. 4 @ 0.05 m.

CORTE B ESCALTA 1:25



2 No. 7 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 7 EST. No. 4 @ 0.20 m.



DETALLE VIGA 2

CORTE A ESCALTA 1:25

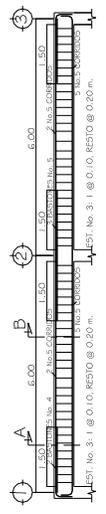


2 No. 6 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 6 EST. No. 4 @ 0.05 m.

CORTE B ESCALTA 1:25



2 No. 6 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 6 EST. No. 4 @ 0.20 m.



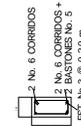
DETALLE VIGA 3

CORTE A ESCALTA 1:25

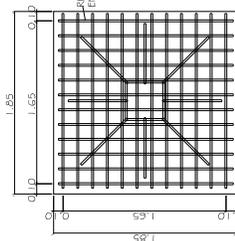


2 No. 6 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 6 EST. No. 3 @ 0.15 m.

CORTE B ESCALTA 1:25



2 No. 6 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 6 EST. No. 3 @ 0.20 m.



PLANTA ZAPATA 1

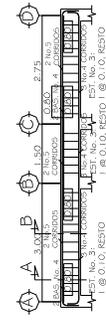
ESCALA 1:20

REFUERZO No. 6 @ 0.15 m EN AMBOS SENTIDOS

ZAPATA REFUERZO No. 6 @ 0.15 m EN AMBOS SENTIDOS

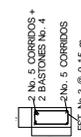
DETALLE ZAPATA 1

ESCALA 1:20



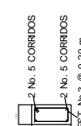
DETALLE VIGA 4

CORTE A ESCALTA 1:25

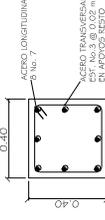


2 No. 5 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 4 EST. No. 3 @ 0.15 m.

CORTE B ESCALTA 1:25



2 No. 5 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 4 EST. No. 3 @ 0.20 m.



COLUMNA 1

ESCALA 1:10

ACERO LONGITUDINAL No. 7

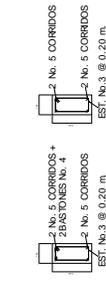
ACERO TRANSVERSAL EN AMBOS SENTIDOS @ 0.15 m.

ACERO LONGITUDINAL No. 7

ACERO TRANSVERSAL EN AMBOS SENTIDOS @ 0.15 m.

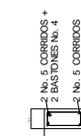
COLUMNA 2

ESCALA 1:10



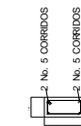
DETALLE VIGA 5

CORTE A ESCALTA 1:25

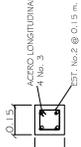


2 No. 5 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 4 EST. No. 3 @ 0.20 m.

CORTE B ESCALTA 1:25



2 No. 5 CORRIDOS + 2 BASTONES No. 4 EST. No. 3 @ 0.20 m.



COLUMNA 3

ESCALA 1:10

ACERO LONGITUDINAL No. 3

EST. No. 2 @ 0.15 m.

ACERO LONGITUDINAL No. 3

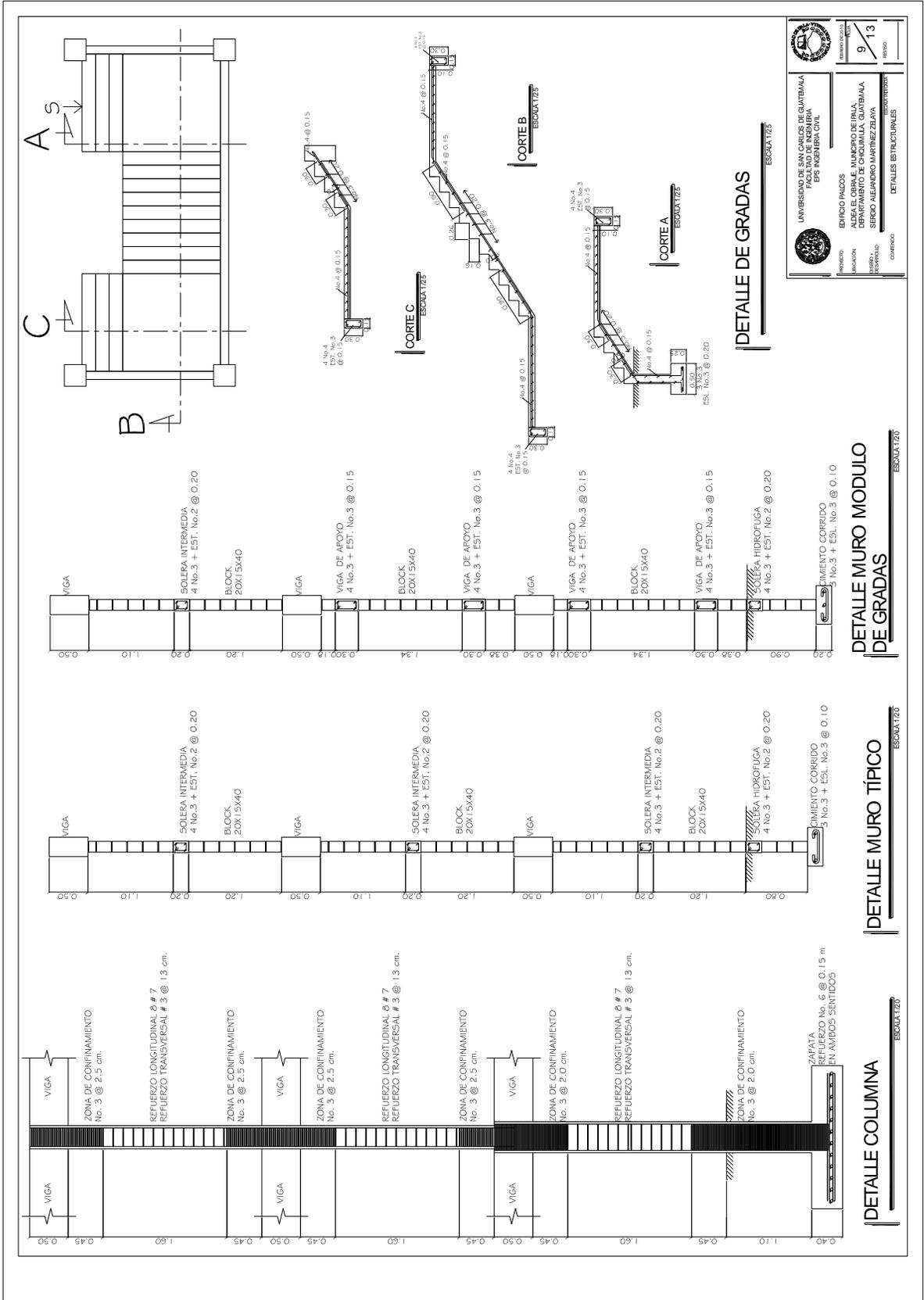
EST. No. 2 @ 0.15 m.

COLUMNA 4

ESCALA 1:10

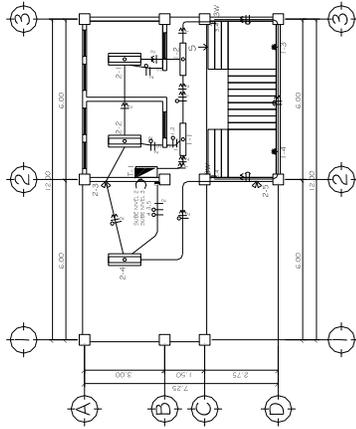
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL	
EDIFICIO PRINCIPAL AV. DE LA PAZ, MUNICIPIO DE PAZ DEPARTAMENTO DE CHIMEL, GUATEMALA SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELAYA	ESCALA: 1:10 HOJA: 8/13 TITULO: DETALLE VIGAS, COLUMNAS Y ZAPATAS



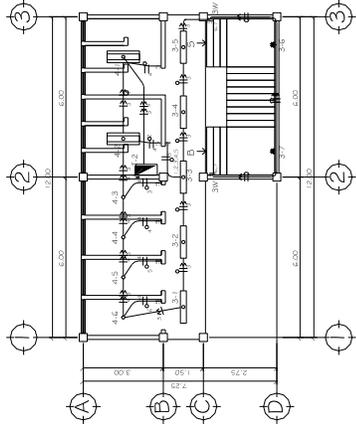


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO: ESCALATA	FECHA: 9 / 13
CLIENTE: SERVICIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELAYA	
CONTENIDO: DETALLES ESTRUCTURALES	

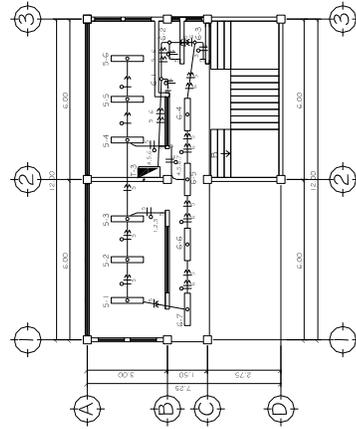




**PLANTA ILUMINACIÓN PRIMER NIVEL**  
ESCALA 1/75



**PLANTA ILUMINACIÓN SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1/75



**PLANTA ILUMINACIÓN TERCER NIVEL**  
ESCALA 1/75

**SIMBOLOGÍA**

	P.V.C. Ø 3/4" TUBERIA EN PISO
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS
	LÁMPARA FLUORESCENTE 4 x 40 wets.
	LÁMPARA FLUORESCENTE 2 x 40 wets.
	REFLECTOR DOBLE A 2.30 m s.n.p.
	POSITIVO ALAMBRE CALIBRE 12
	NEGATIVO ALAMBRE CALIBRE 12
	PUENTE
	INTERRUPTOR THREE WAY
	FOCO EN PARED A 2.00 m s.n.p.

NOTA:  
CADA TABLERO DE DISTRIBUCIÓN CONTRA  
CON 2 DADOS PARA ILUMINACIÓN Y DOS  
PARA FUERZA DE 30 AMPERIOS CADA UNO.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
E.S. INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:  
MUESTRA:  
SERVICIO:  
DISEÑADOR:

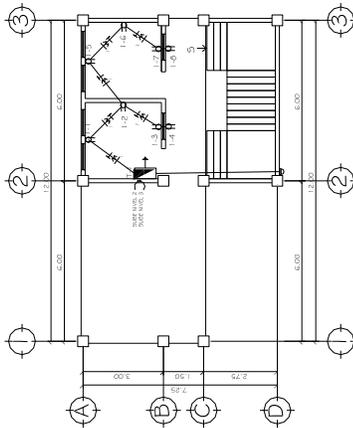
EDIFICIO PALCOS  
ALDEA EL ORIBAL  
CALLE 10 DE ENERO  
SERVICIO ALEXANDRO MARTINEZ ZEAY

10 / 13  
PAGINA  
PROYECTO

CONTINUA

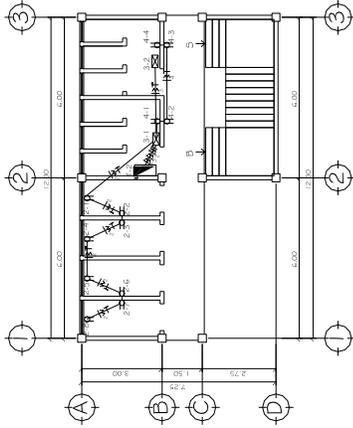
PLANTA DE ILUMINACIÓN





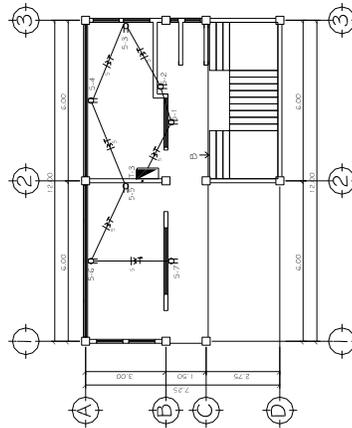
**PLANTA DE FUERZA PRIMER NIVEL**

ESCALA 1/75



**PLANTA DE FUERZA SEGUNDO NIVEL**

ESCALA 1/75



**PLANTA DE FUERZA TERCER NIVEL**

ESCALA 1/75

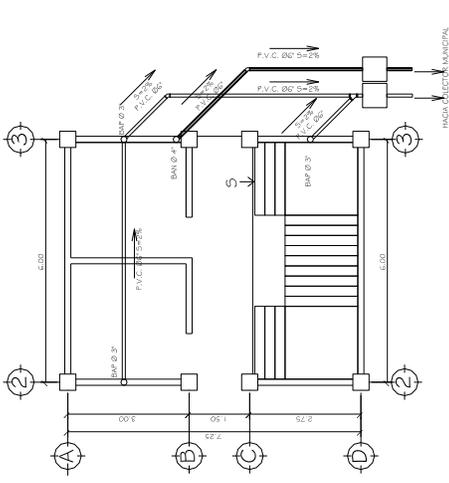
**SIMBOLOGÍA**

—	P.V.C. Ø 3/4" TUBERÍA EN PISO
⊖	TOMACORRIENTES 110 V. 0.30 m. SOBRE EL NIVEL DE PISO
⊖	TOMACORRIENTES PARA SECCIÓN DE MANOS ELÉCTRICAS 110 V. 0.20 m. SOBRE EL NIVEL DEL PISO
⊖	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS
—	POSITIVO ALAMBRE CALIBRE 12
⊖	NEGATIVO ALAMBRE CALIBRE 12
⊖	TIERRA ALAMBRE CALIBRE 12
⊖	CONTADOR

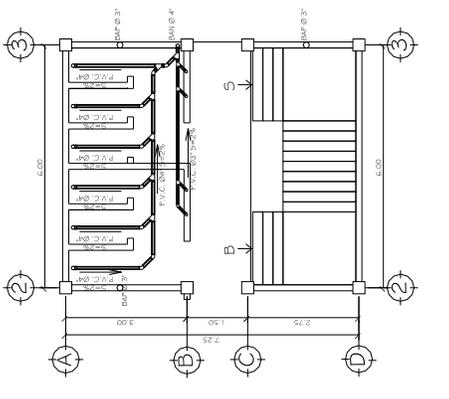
NOTA:  
CADA TABLERO DE DISTRIBUCIÓN CONTARA  
CON 2 DADOS PARA ILUMINACIÓN Y DOS  
PARA FUERZA DE 30 AMPERIOS CADA UNO.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA DE INGENIERIA CIVIL
	EDIFICIO PALCOS MANABO DE PAÑA DEPARTAMENTO DE CHOQUIMULA, GUATEMALA. SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZELAYA
REVISADO DISEÑADO CORRECTOR	11/13 REVISOR RESPONSABLE
PLANTA DE FUERZA	

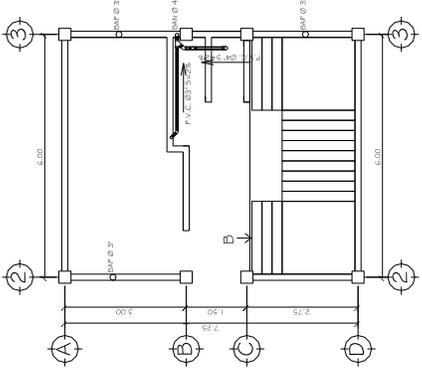




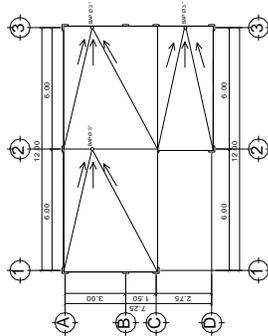
**PLANTA DE DRENAJES PRIMER NIVEL**  
ESCALA 1:50



**PLANTA DE DRENAJES SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1:50



**PLANTA DE DRENAJES TERCER NIVEL**  
ESCALA 1:50



**PLANTA DE TECHOS**  
ESCALA 1:100

**NOMENCLATURA**

	TUBERIA PVC PARA DRENAJES SANITARIO
	TUBERIA PVC PARA DRENAJE FLUVIAL
	BAN. BAÑADA DE AGUA SANITARIA
	BAP. BAÑADA DE AGUA FLUVIAL
	CODO HORIZONTAL PVC DE 45°
	CODO VERTICAL VIRE PVC DE 90°
	TIE HORIZONTAL PVC DE 45°
	TIE VERTICAL PVC

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

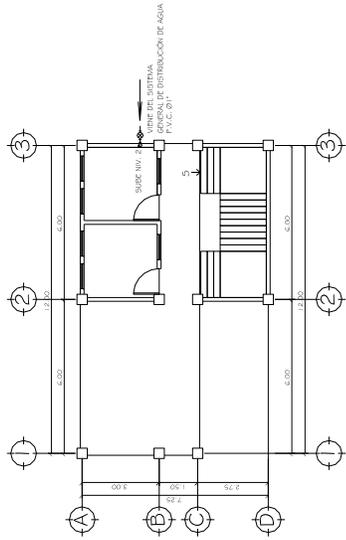
1. PENDIENTE MINIMA PARA DRENAJES SANITARIOS 2% Y PARA DRENAJE FLUVIAL 1.5%.
2. PROFUNDIDAD MINIMA DE LA TUBERIA 0.35 MTS. DESDE NIVEL DE BISO TERMINANDO HASTA LA PARTE DE ARIBA DEL TUBO.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EPS INGENIERIA CIVIL

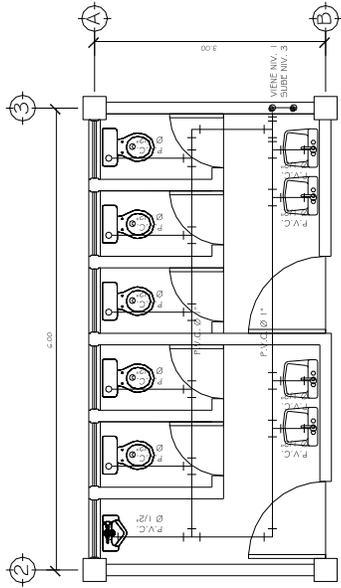
PROYECTO: EDIFICIO PALCOS  
UBICACION: ALDEA EL ORBE, MUNICIPIO DE PALA, DEPARTAMENTO DE CHIMULULA, GUATEMALA  
DISEÑADOR: SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZEVALVA  
ESCALA: 12/13  
FECHA: 12/13

CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJES

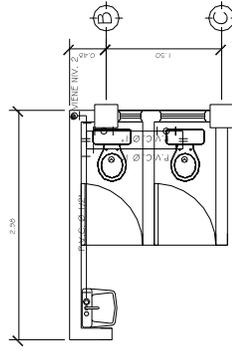




**PLANTA AGUA POTABLE PRIMER NIVEL**  
ESCALA 1/25



**PLANTA AGUA POTABLE SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1/25



**PLANTA AGUA POTABLE TERCER NIVEL**  
ESCALA 1/25

**NOMENCLATURA**

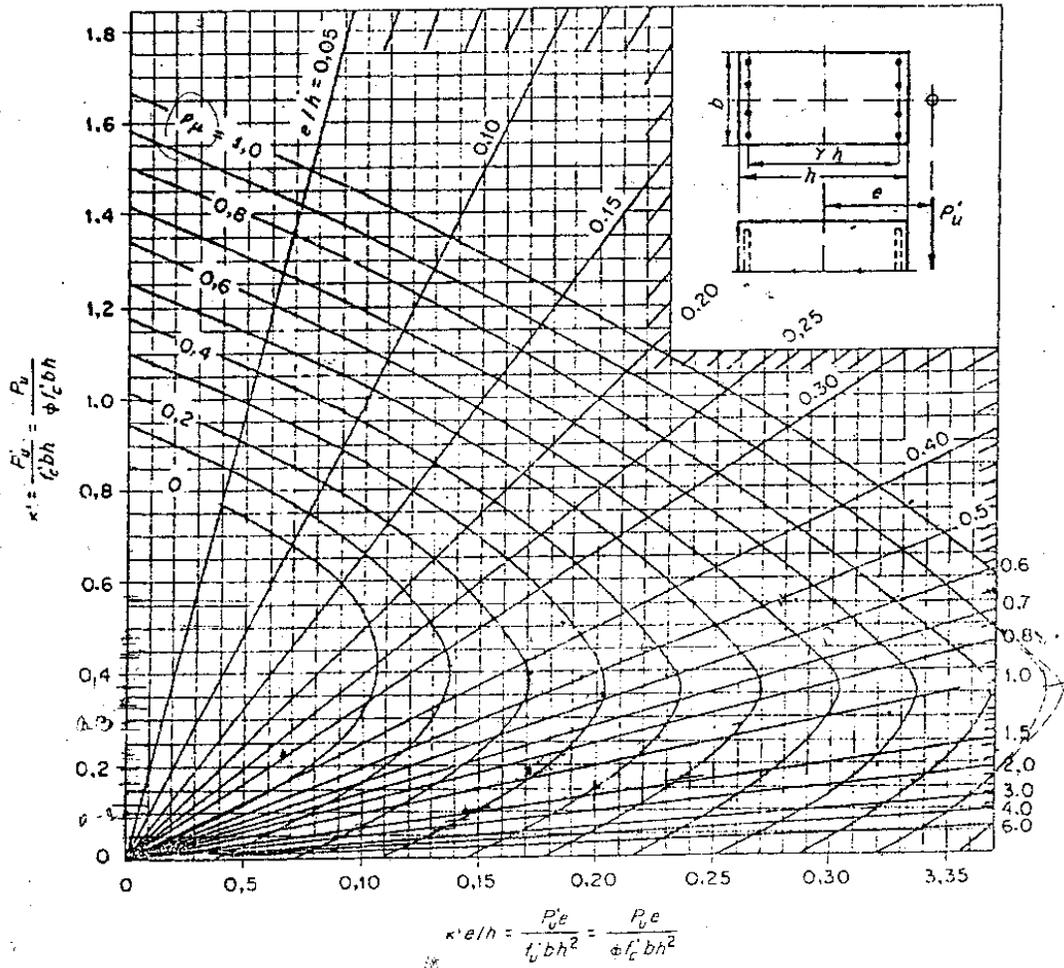
—	TUBERIA P.V.C. Ø INDICADO
⌋	CODO P.V.C. 90° HORIZONTAL
⌋+	CODO P.V.C. 90° VERTICAL
⌋	TEE P.V.C. HORIZONTAL
⌋+	TEE P.V.C. VERTICAL
⌋	CHORRO Ø 127, 0.40 m. SOBRE EL NIVEL DE PASO
⌋	LAVE DE PASO

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS INGENIERIA CIVIL	FECHA: 13/13 NO. DE:
	EDIFICIO PALCOS AV. LA PAZ ZONA 10 DE CALZADA DE LA AMBROSIA SERGIO ALEJANDRO MARTINEZ ZEVALA	



# ANEXO 1

## Diagrama de interacción para columnas rectangulares





## ANEXO 2

### Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



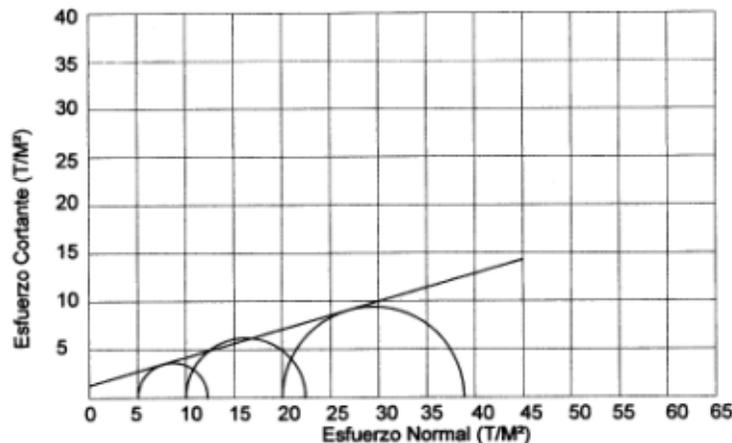
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 00856S

#### ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 292 S. S. O.T.No.: 25,485  
 INTERESADO: Sergio Alejandro Martínez Zelaya, carne 2004-12847.  
 PROYECTO: EPS: Diseño de Drenaje Sanitario y Edificación de Tres Niveles.  
 UBICACIÓN: Aldea el Obraje, Municipio de Ipala, Chiquimula.  
 pozo: 1 Profundidad: 1.75 m. Muestra: 1  
 Fecha: 14 de Julio de 2009.



#### PARAMETROS DE CORTE:

**ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 16.17^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 2.60 \text{ T/m}^2$**

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena arcillosa, color café.  
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA:  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	7.30	24.80	37.7
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	4.5	7
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.19	1.19	1.19
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.75	1.75	1.75
HUMEDAD (%H)	26.8	26.8	26.8

Vo. Bo.

Inga. Teima Mariela Caña Morgales  
DIRECTORA CIUSAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



**Nuevos Teléfonos:**  
 Centro de Investigaciones de Ingeniería  
 Tels. (502) 2418-4000 ext. 86221 y 86209  
 Directo: (502) 2418-9115 - 2418-9121

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://ci.usac.edu.gt>



### ANEXO 3

#### Ubicación de la aldea Cacahuatepeque en hoja 1:50,000 del IGN



Fuente: Hoja 2259-1 del Instituto Geográfico Nacional (IGN)