



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

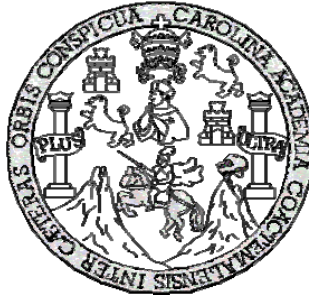
**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES, ALDEA PAQUIP Y  
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA EL TESORO, MUNICIPIO DE  
TECPÁN GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**

**JULIO ANIBAL ESTRADA ILLESCAS  
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos**

**Guatemala, junio de 2004**



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES, ALDEA PAQUIP Y  
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA EL TESORO, MUNICIPIO DE  
TECPÁN GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JULIO ANIBAL ESTRADA ILLESCAS**

ASESORADO POR: ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JUNIO DE 2004



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympos Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Isuur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco



HONORABLE COMITÉ EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES, ALDEA PAQUIP Y SALÓN DE USOS MÚLTIPLES, ALDEA EL TESORO, MUNICIPIO DE TECPÁN GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 21 de ENERO de 2004.

Julio Anibal Estrada Illescas





## **DEDICATORIA A:**

### **MIS PADRES:**

Anibal Estrada Orrego y Estéfana Illescas Solórzano.  
Con mucho amor, cariño y un agradecimiento muy profundo  
por sus sacrificios.

### **MIS HERMANOS:**

Carmen Oneida, Jorge Luis y Saidy Mariela.

### **MIS ABUELOS:**

Arturo Illescas, Carmen Solórzano.  
Eulalio Estrada, Cayetana Orrego.  
Aunque no se encuentran físicamente con nosotros,  
compartieron el ideal de alcanzar una meta que hoy se  
realiza.

### **MIS TÍOS:**

Con cariño y aprecio especialmente a la familia Illescas  
Solórzano.

### **MIS PRIMOS:**

Por su amistad y afecto.

### **MIS AMIGOS:**

Por su amistad invaluable.

### **ACATENANGO:**

Mi pueblo natal, a quien le debo tanto y siempre llevo  
conmigo.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

### **DIOS TODO PODEROSO**

Por haberme dado el privilegio de finalizar mi carrera.

### **LA VIDA**

Por darme la oportunidad de vivirla.

### **ING. JUAN MERCK:**

Por el apoyo técnico y moral brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación.

### **FACULTAD DE INGENIERÍA, USAC**

Por permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.

### **LA MUNICIPALIDAD DE TECPÁN, CHIMALTENANGO:**

Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de compartir mis conocimientos para realizar este trabajo.

### **LOS CATEDRATICOS:**

Que con sus sabias enseñanzas me han formado como profesional.

### **MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIO:**

Por los momentos que recorrimos juntos en la senda de la vida, deseándoles éxitos.

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX

## 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea Paquip.....	1
1.1.1. Datos históricos.....	1
1.1.2. Ubicación geográfica y situación demográfica.....	1
1.1.3. Aspectos económicos y actividades productivas.....	2
1.1.4. Actividad agropecuaria y comercial.....	2
1.1.4.1. Uso de la tierra.....	2
1.1.4.2. Actividad agropecuaria.....	3
1.1.4.3. Comercio y servicio.....	4
1.1.4.4. Infraestructura.....	4
1.1.4.5. Comunicaciones y turismo.....	5
1.1.5. Educación.....	6
1.2. Monografía de la aldea El tesoro.....	6
1.2.1. Datos históricos.....	6
1.2.2. Ubicación geográfica y situación demográfica.....	7
1.2.3. Aspectos económicos y actividades productivas.....	8

1.2.4.	Actividad agropecuaria y comercial.....	8
1.2.4.1.	Uso de la tierra.....	8
1.2.4.2.	Actividad agropecuaria.....	9
1.2.4.3.	Comercio y servicio.....	10
1.2.4.4.	Infraestructura.....	10
1.2.4.5.	Comunicaciones y turismo.....	11
1.2.5.	Educación.....	11
1.3.	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura en las aldeas Paquip y El Tesoro.....	12
1.3.1.	Descripción y priorización de las necesidades en la aldea Paquip .....	12
1.3.2.	Descripción y priorización de las necesidades en la aldea El Tesoro.....	12

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

2.1.	Investigación preliminar.....	15
2.1.1.	Infraestructura para el centro educativo.....	15
2.1.2.	Infraestructura para el salón municipal.....	16
2.2.	Normas para el diseño de edificios educativos.....	16
2.2.1.	Criterios de conjunto.....	17
2.2.2.	Criterios de iluminación.....	17
2.2.3.	Otros criterios.....	18
2.2.4.	Instalaciones.....	19
2.2.5.	Espacios educativos.....	19
2.2.5.1.	Aula teórica.....	20
2.3.	Normas para el diseño de salones comunales.....	21
2.3.1.	Criterios de conjunto.....	21

2.3.2. Instalaciones.....	22
2.3.3. Salón teórico.....	18

### **3. DISEÑO DE EDIFICIO DE AULAS**

3.1. Diseño arquitectónico.....	25
3.1.1. Ubicación del edificio en el terreno.....	25
3.1.2. Distribución de ambientes.....	26
3.1.3. Alturas del edificio.....	26
3.1.4. Selección del sistema estructural a usar.....	26
3.2. Análisis estructural.....	26
3.2.1. Predimensionamiento estructural.....	27
3.2.2. Modelos matemáticos de marcos elásticos unidos con nudos rígidos.....	28
3.2.3. Cargas aplicadas a marcos elásticos unidos con nudos rígidos. ....	28
3.2.3.1. Cargas verticales en marcos elásticos unidos con nudos rígidos.....	31
3.2.3.2. Cargas horizontales en marcos elásticos unidos con nudos rígidos.....	32
3.2.4. Análisis de marcos elásticos unidos con nudos rígidos por el método de Kani.....	37
3.2.4.1. Método de Kani –carga muerta- marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	39
3.2.4.2. Método de Kani –fuerza sísmica- marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	44
3.2.4.3. Resultados de los análisis de Kani –marco típico elástico unido con nudos rígidos- sentido Y.....	47

3.2.5.	Momentos últimos por envolventes de momentos.....	48
3.2.6.	Diagrama de corte en marcos elásticos unidos con nudos rígidos.....	51
3.3.	Diseño estructural.....	51
3.3.1.	Diseño de losas.....	53
3.3.2.	Diseño de vigas.....	59
3.3.2.1.	Viga tipo 1.....	59
3.3.2.2.	Viga tipo 2, 3, y 4.....	63
3.3.3.	Diseño de columnas.....	64
3.3.3.1.	Columna típica nivel 2.....	65
3.3.4.	Diseño de cimientos.....	72
3.3.4.1.	Zapata tipo 1.....	73
3.3.4.2.	Zapata tipo 2.....	77
3.4.	Planos constructivos.....	77
3.5.	Elaboración del presupuesto.....	78

#### 4. DISEÑO DEL SALÓN DE USOS MÚLTIPLES

4.1.	Diseño arquitectónico.....	83
4.1.1.	Ubicación del edificio en el terreno.....	83
4.1.2.	Distribución de ambientes.....	84
4.1.3.	Altura del edificio.....	84
4.1.4.	Selección del sistema estructural a usar.....	84
4.2.	Plantas típicas.....	84
4.3.	Diseño de estructura de techos.....	85
4.3.1.	Diseño de las costaneras.....	89
4.3.2.	Diseño de la armadura de madera.....	92
4.3.3.	Diseño de los miembros de madera de la armadura.....	98

4.4. Diseño de estructuras en mampostería.....	101
4.5. Diseño de la cimentación .....	113
4.6. Planos constructivos.....	116
4.7. Elaboración del presupuesto.....	116
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>119</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>121</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>123</b>
<b>APÉNDICE 1.....</b>	<b>125</b>
1. Planos constructivos – edificio de aulas.....	127
<b>APÉNDICE 2.....</b>	<b>141</b>
1. Planos constructivos - salón de usos múltiples.....	143
2. Diagrama de interacción para columna rectangular.....	149





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURA

1. Planta típica, edificio de aulas.....	29
2. Marco típico elástico unido con nudos rígidos, sentido X.....	29
3. Marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	30
4. Criterios para dibujar modelos matemáticos de marcos elásticos unidos con nudos rígidos.....	30
5. Modelo matemático, marco rígido típico elástico unido con nudos rígidos sentido X.....	35
6. Modelo matemático, marco rígido típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y. ....	36
7. Planta típica (niveles 1 y 2) de distribución de marcos elásticos unidos con nudos rígidos.....	36
8. Diagrama de momentos (kg.m), carga muerta – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	47
9. Diagrama de momentos (kg.m), carga viva – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	47
10. Diagrama de momentos (kg.m), fuerza sísmica – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	48
11. Diagrama de momentos últimos (kg.m), marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X.....	50
12. Diagrama de momentos últimos (kg.m), marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	50

13. Diagrama de cortes últimos (kg), marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X.....	52
14. Diagrama de cortes últimos (kg), marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.....	52
15. Planta típica de losas, edificio de aulas.....	54
16. Planta de momentos actuantes en losas típicas, nivel 1.....	55
17. Planta de momentos balanceados en losas típicas, nivel 1.....	57
18. Diagrama de momentos y cortes últimos en la viga 1.....	60
19. Cargas actuantes en la costanera, salón de usos múltiples.....	90
20. Perfil de la armadura, salón de usos múltiples.....	92
21. Área tributaria de los nudos en planta, salón usos múltiples.....	95
22. Distribución de la cargas en la armadura, salón usos múltiples.....	96
23. Elevación típica del muro de mampostería.....	103
24. Ubicación de los muros de mampostería.....	104
25. Plano de distribución de ambientes, planta baja –edificio de aulas..	127
26. Plano de distribución de ambientes, planta alta –edificio de aulas...	128
27. Plano de acotado, planta baja – edificio de aulas.....	129
28. Plano de acotado, planta alta – edificio de aulas.....	130
29. Plano de secciones y elevaciones – edificio de aulas.....	131
30. Plano de cimientos, planta baja – edificio de aulas.....	132
31. Plano de columnas, planta alta – edificio de aulas.....	133
32. Plano de losas y vigas, planta baja –edificio de aulas.....	134
33. Plano de losas y vigas, planta alta –edificio de aulas.....	135
34. Plano de detalle de drenajes, vigas y muros, planta baja – edificio de aulas.....	136
35. Plano de detalle de drenajes y vigas, planta alta – edificio de aulas.....	137
36. Plano de electricidad, planta baja.....	138
37. Plano de electricidad, planta alta.....	139

38. Plano de distribución de ambientes y secciones – salón de usos múltiples.....	143
39. Plano de acotado y elevaciones – salón de usos múltiples.....	144
40. Plano de cimientos y columnas – salón de usos múltiples.....	145
41. Plano de techos y detalles – salón de usos múltiples.....	146
42. Plano de electricidad – salón de usos múltiples.....	147
43. Diagrama de interacción para columna rectangular.....	149

## TABLAS

I. Fuerza por marco en cada nivel, marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X.....	37
II. Áreas de acero requeridas en las losas típicas del nivel 1.....	59
III. Acero a utilizar en la viga 1.....	62
IV. Cálculo de vigas, edificio de aulas.....	64
V. Cálculo de columnas, edificio de aulas.....	73
VI. Diseño de zapata 2, edificio de aulas.....	77
VII. Presupuesto – edificio de aulas.....	80
VIII. Valores para Guatemala de registros de vientos.....	94
IX. Fuerzas internas resultantes del diseño de la estructura de madera.....	97
X. Esfuerzos básicos para maderas guatemaltecas aplicables a madera verde o poco sazonada y a la madera seca al aire.....	100
XI. Rigidez en muros, salón de usos múltiples.....	103
XII. Centro de corte en muros, sentido X, salón de usos múltiples.....	104
XIII. Centro de corte en muros, sentido Y, salón de usos múltiples.....	104
XIV. Centro de masa en muros, salón de usos múltiples.....	105
XV. Peso de muros, salón de usos múltiples.....	106

XVI.	Distribución de la carga lateral, sentido X, salón de usos múltiples.....	108
XVII.	Distribución de la carga lateral, sentido Y, salón de usos múltiples.....	108
XVIII.	Distribución del momento de volteo, sentido X, salón de usos múltiples.....	108
XIX.	Distribución del momento de volteo, sentido Y, salón de usos múltiples.....	109
XX.	Diseño a flexión de los muros, salón de usos múltiples.....	110
XXI.	Diseño a corte de los muros, salón de usos múltiples.....	111
XXII.	Refuerzos horizontales y verticales de los muros, salón de usos múltiples.....	112
XXIII.	Presupuesto – salón de uso múltiples.....	117

## LISTA DE SÍMBOLOS

AS.	Área de acero de refuerzo
Av.	Área de varilla
Az.	Área zapata
C.	Coficiente para el cálculo de momentos en losas, tomado del ACI
CM.	Carga muerta
CR.	Centro de rigidez
CU.	Carga última
CV.	Carga viva
D.	Deflexión
di.	Distancia del centro de rigidez al eje del marco rígido considerado
E.	Esbeltez de la columna
Em.	Módulo de elasticidad de la mampostería
Es.	Módulo de elasticidad del concreto
Ec.	Módulo de elasticidad del acero
Fni.	Fuerza por nivel, en el nivel 1
I o I <sub>g</sub> .	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
K <sub>p</sub> .	Factor de pandeo de la columna
Lo.	Longitud de confinamiento de estribos
Lu.	Longitud libre de pandeo de la columna
M <sub>(+)</sub> .	Momento positivo
M <sub>(-)</sub> .	Momento negativo
M <sub>B</sub> .	Momento balanceado

$M_{SOP}$ .	Momento soportado usando el AS mínimo
$M_v$ .	Momento de volteo
$P$ .	Carga aplicada a la columna
$P_{CR}$ .	Carga crítica de pandeo de Euler
$P'u$ .	Carga de resistencia de la columna
$q$ .	Presión sobre el suelo
$R$ .	Rigidez de un elemento
$t_m$ .	Espesor del muro de mampostería
$S_n$ .	Modulo de sección normal a la pieza
$S^\perp$ .	Modulo de sección perpendicular a la pieza
$V$ .	Velocidad del viento
$V_C$ .	Fuerza cortante factorizada actuando en columnas
$V_n$ .	Corte normal
$V_R$ .	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
$V_s$ .	Valor soporte del suelo
$V^\perp$ .	Corte perpendicular
$W_n$ .	Carga normal
$W^\perp$ .	Carga perpendicular
$\beta_d$ .	Factor de flujo plástico del concreto
$\rho_{BAL}$ .	Porcentaje de acero en la falla balanceada
$\rho_{t\mu}$ .	Valor de la curva en el diagrama de interacción
$\sigma$ .	Radio de giro
$\psi$ .	Coefficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación, de una columna
$\phi$ .	Factor de reducción de resistencia
$\gamma$ .	Valor del diagrama de iteración

## GLOSARIO

<b>Carga muerta</b>	Son todas aquellas fuerzas que actúan en forma permanente sobre los elementos que las soportan.
<b>Carga viva</b>	Son todas aquellas fuerzas que actúan en forma no permanente sobre los elementos que las soportan.
<b>Costanera</b>	Son vigas de metal o madera, que sostienen la cubierta y son separadas según su diseño.
<b>Esfuerzo</b>	Es la fuerza aplicada por unidad de área, que soporta el material.
<b>Especificaciones</b>	Son las normas generales y técnicos de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
<b>Estructuras:</b>	Son construcciones artificiales, en las cuales todos sus elementos están en equilibrio y reposo, los unos con relación a los otros.
<b>Límite elástico</b>	El mayor esfuerzo que un material es capaz de desarrollar, sin que ocurra la deformación permanente al retirar el esfuerzo.
<b>Mampostería</b>	Obra de albañilería formada por unidades o bloques de concreto o arcilla unidas con mortero. La mampostería reforzada se da cuando se le agrega acero de refuerzo.
<b>Viga:</b>	Pieza de madera, hierro, piedra u otro material colocada horizontal o casi horizontal, para soportar una carga entre apoyos.





## RESUMEN

Las aldeas Paquip y El Tesoro, del municipio de Tecpán Guatemala, departamento de Chimaltenango, se ubican en el Occidente del país. De acuerdo con la investigación realizada en las mismas, se logró determinar que uno de los problemas de prioridad máxima es la falta de infraestructura para educación y actividades sociales, culturales y deportivas. En el presente trabajo de graduación se describe el procedimiento de diseñar la infraestructura física necesaria para el funcionamiento de un instituto educativo y un salón de usos múltiples, con énfasis en la parte arquitectónica y estructural.

El trabajo se divide en tres partes importantes, la primera es el diseño arquitectónico que conlleva la distribución del área, para los diferentes ambientes necesarios, una iluminación y ventilación adecuada, y por supuesto la fachada de los edificios. La segunda parte describe el diseño de un edificio de aulas con el sistema estructural de marcos elásticos unidos con nudos rígidos donde se realiza el análisis estructural, diseño estructural y aquí se ejemplifica el diseño de una losa, viga, columna y zapata en concreto armado. En la tercera parte se realiza el diseño de un salón de usos múltiples con mampostería reforzada y una cubierta de la lámina galvanizada sobre una estructura de madera; donde se realiza el diseño de la estructura de techos, la estructura en mampostería y la cimentación. Con el diseño terminado, se elaboró un juego de planos de cada proyecto y los respectivos presupuestos para la ejecución de los mismos. Esto fue presentado a la Municipalidad de Tecpán Chimaltenango, junto con las bases de diseño donde se especificaron los materiales y su calidad para la elaboración de un buen proyecto.



# OBJETIVOS

## Generales

Diseñar el edificio escolar de dos niveles aldea Paquip y salón de usos múltiples aldea El Tesoro, municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango.

## Específicos

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas Paquip y El Tesoro, municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango.
2. Capacitar al personal de la Oficina de Planificación Municipal, en la elaboración de perfil de proyectos y al personal de campo de la municipalidad en la interpretación de planos.



## INTRODUCCIÓN

Debido al déficit en educación e infraestructura que se presenta en nuestro país, especialmente en el interior de la república, se han unido varias instituciones y organizaciones nacionales e internacionales para realizar los proyectos de construcción de un instituto básico y un salón de usos múltiples, que se desarrollarán en la región norte del departamento de Chimaltenango. El nombre con el que se le identifica al primero es Instituto Rural Básico Paquip denominado así por la ubicación de las instalaciones del proyecto en la aldea Paquip, municipio de Tecpán Guatemala, departamento de Chimaltenango. El nombre con el que se le identifica al salón de usos múltiples, es Salón de Usos Múltiples, aldea El Tesoro, Tecpán Guatemala, Chimaltenango.

El aporte para los proyectos por parte de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, es por medio del programa del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), y es de carácter técnico profesional en el diseño de la infraestructura física de los proyectos.

El presente trabajo contiene el desarrollo de los proyectos realizados en dichas aldeas. Incluye el diseño, con los cálculos correspondientes, los presupuestos y los planos finales donde se detallan los materiales y calidad de los mismos.

# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía de la aldea Paquip**

### **1.1.1. Datos históricos**

Fue formada por colonos de la etnia cakchiquel, provenientes del departamento de Chimaltenango, específicamente de los municipios de San Martín Jilotepeque y Tecpán Chimaltenango. Desde su formación, la aldea ha crecido considerablemente, por tal razón, actualmente muchos de los cantones que le pertenecían, Paley por ejemplo, han pasado a ser aldeas independientes. A pesar de esto, muchos pobladores creen que son parte de Paquip; sin embargo, en la alcaldía municipal de Tecpán Guatemala se reconoce como territorio de la aldea únicamente al casco urbano.

Etimológicamente el nombre Paquip podría venir de las voces cakchiqueles Pa = planta y quip. “Planta de quip,” o “entre la planta de quip,”.

Los fundadores de la aldea eran de la etnia cakchiquel, característica que se conserva hasta la fecha. El idioma hablado en el lugar es el cakchiquel, aunque la mayoría de pobladores hablan además el español.

### **1.1.2. Ubicación geográfica y situación demográfica**

Se encuentra ubicada en el municipio de Tecpán Guatemala, del departamento de Chimaltenango; al sur del río Motagua y al norte de la cabecera municipal de Tecpán Guatemala.

Por carretera, está a 114 Kms. de la capital; a unos 60 Kms. de la cabecera departamental, y 26 Kms. de la cabecera municipal. La alcaldía auxiliar se encuentra a 1,760 mts. SNM, latitud 14°53'33", longitud 90°58'53".

Según el X censo de población, y V de habitación realizado en 1994 por el Instituto Nacional de Estadística (INE), la aldea tiene una población de 680 habitantes, representando el 1.65% de la población total del municipio. En lo referente a distinción por sexo, el 51.62% de los habitantes pertenecen al masculino. Por distinción étnica 88.82% son indígenas. Y por grupos de edad 27.79% están entre los 0-6 años; 22.06% están entre los 7-14 años; y 47.06% entre los 15-64 años; y 3.09% entre los 65 años o más.

### **1.1.3. Aspectos económicos y actividades productivas**

La Economía es impulsada principalmente por el sector agropecuario, los productos obtenidos por esta actividad son empleados en su mayoría para el consumo familiar. Además, se observa que una cantidad considerable de la población emigra cada año, en forma temporal, a las fincas de la costa sur.

### **1.1.4. Actividad agropecuaria y comercial**

#### **1.1.4.1. Uso de la tierra**

El territorio del municipio, en el que se ubica la aldea, pertenece a las tierras sedimentarias, donde se encuentra la cordillera de La Sierra Madre con montañas moderadamente escarpadas, y a las tierras altas cristalinas del altiplano central. Con montañas y colinas moderadamente escarpadas. Las unidades bioclimáticas y los suelos predominantes en la aldea poseen las características siguientes:

- **Bosque muy húmedo montano bajo subtropical (BMHMBS)**

**Altitud:** 1,000 a 2,000 m. SNM

**Precipitación pluvial anual:** 900 a 2,200 milímetros

**Temperatura media anual:** 16 a 28 grados centígrados

**Suelos:** predominan los suelos profundos de textura mediana, bien drenados, de color café, las pendientes van 5% a 12% y mas de 30%. El potencial es para frutales de clima templado, maíz, frijol, café, verduras, flores, pastos naturales.

No se estableció la existencia de tierras de carácter comunal o de propiedad municipal, salvo la ocupada por los servicios municipales y del estado; tampoco existen fincas. Por lo anterior se deduce que en el territorio predomina la pequeña propiedad agrícola, o sea el minifundio.

#### **1.1.4.2. Actividad agropecuaria**

El territorio destinado a la producción agrícola se dedica a los siguientes cultivos:

- **Granos:** maíz, frijol, café. De estos la mayor parte del producto se destina al consumo familiar y los excedentes se comercializan localmente.
- **Verduras y hortalizas:** tomate, rábano, maní, brócoli, ajo, cebolla, etc.
- **Frutas:** durazno, ciruela, níspero, guayaba, granada, jocote, aguacate, naranja, manzana, limón, etc.

La producción de los cultivos anteriormente mencionados, se realiza mediante el uso de sistemas tradicionales. En algunos casos se utilizan fertilizantes, semillas mejoradas y control de plagas.



La producción pecuaria es mínima, pero significativa para la economía de algunas familias. Los productos son los siguientes:

- **Ganado mayor:** se tienen pequeños lotes de crianza de ganado bovino. De estos, las crías se venden en la cabecera municipal.
- **Ganado menor:** constituido por ovejas, cabras, cerdos y aves. La crianza es de menor cuantía, la que se destina al consumo familiar en ocasiones especiales o bien se comercializa localmente y en los alrededores.

En general, los productos agropecuarios se destinan al consumo propio, pero parte de su producción se comercializa en la localidad, en la cabecera municipal y fuera del municipio.

#### **1.1.4.3. Comercio y servicio**

La mayor ventaja con que se cuenta en la aldea, con respecto a este tema, es que posee el mercado más concurrido de la región. Cuenta con establecimientos de comercio y servicio, como tiendas, abarroterías, etc. No se reportan datos significativos relacionados con la industria y la artesanía.

#### **1.1.4.4. Infraestructura**

La infraestructura que contribuye social y económicamente a la población es la siguiente:

- **Sistema vial:** dentro de la infraestructura que promueve la economía, sobresale la carretera principal que pasa por el centro de la aldea y comunica a diez aldeas con la cabecera municipal, colocando a Paquip como un centro de comercio respecto a las otras aldeas del municipio.

- **Mercado:** cuenta con un mercado semiformal, cuya actividad principal es el día sábado de cada semana, siendo éste el más concurrido de toda la región.
- **Auxiliatura:** no se cuenta con una sede para la alcaldía auxiliar, por lo que se utiliza el salón de usos múltiples de la comunidad.
- **Instalaciones:** según el V censo de habitación, de 113 casas formales y 5 ranchos, ninguna cuenta con energía eléctrica; 76 reciben servicio de agua entubada; y ninguna tiene un sistema de drenaje formal. Pero en la actualidad se puede apreciar que esto ha mejorado significativamente, exceptuando el servicio de drenaje municipal.
- **Salud:** existe un puesto de salud que es atendido por un enfermero profesional; también prestan sus servicios comadronas y promotores de salud.
- **Transporte:** en lo referente al transporte extraurbano, pasa por la aldea una empresa de transporte que hace 4 recorridos completos diariamente.
- **Cementerio:** si existe este servicio.
- **Deportes:** se cuenta con una cancha de fútbol y una de básquetbol.
- **Templos:** existen varios templos cristianos y algunos que están en construcción y ampliación.

#### 1.1.4.5. Comunicaciones y turismo

La oficina de correos y telégrafos más cercana se encuentra a 26 Kms en la cabecera municipal. El servicio telefónico con que se cuenta es del tipo celular, éste es muy eficiente y existen muchos de carácter comunitario.

No se registra turismo en la aldea, por carecer de sitios atractivos para tal fin, además el lugar no estimula la estancia en la aldea. Por dichas razones no se cuenta con infraestructura básica para acoger al visitante.

La fiesta titular se celebra cada año el 15 al 17 de septiembre, realizando en estos días variadas actividades culturales.

#### **1.1.5. Educación**

Los datos registrados por el INE, en 1994, reportan en la aldea 21 alumnos en preprimaria; 93 en primaria; y 7 en nivel medio.

En el año 2004, la Supervisión de Educación del municipio reporta para Paquip una población estudiantil de 26 alumnos en preprimaria, 216 en primaria y 76 en nivel básico. Dichos alumnos son atendidos en un establecimiento.

### **1.2. Monografía de la aldea El Tesoro**

#### **1.2.1. Datos históricos**

Fue formada por colonos de la etnia quiche y cakchiquel, provenientes de los departamentos de Quiché y Chimaltenango, específicamente de los municipios de Chiché y Tecpán Guatemala respectivamente. El ejecutivo dispuso concederle la categoría de aldea en el año de 1990, ya que anteriormente era una finca. Desde su formación, la aldea ha crecido considerablemente, tanto en extensión como en población. Es necesario mencionar que la distancia entre una casa y la otra es bastante grande, como se mencionó anteriormente, antes de ser aldea fue una finca privada, entonces los primeros habitantes que eran empleados de dicha finca compraron parte de ésta, la repartieron en parcelas equidistantes y cada familia se alejó considerablemente de las otras.

El origen del nombre proviene de una leyenda relatada por sus primeros habitantes; se cuenta que hace mucho existió en el lugar un rey quiché que acumuló muchas riquezas y cuando iba a morir las enterró en esta área.

Los fundadores de la aldea eran de la etnia quiché y cakchiquel, característica que se conserva hasta la fecha. Los idiomas hablados en el lugar son el quiché y cakchiquel, aunque la mayoría de pobladores hablan además el español.

### **1.2.2. Ubicación geográfica y situación demográfica**

Se encuentra ubicada en el municipio de Tecpán Guatemala, del departamento de Chimaltenango; en la orilla del río Motagua y al norte de la cabecera municipal de Tecpán Guatemala. Por carretera, está a 124 Kms. de la capital; a unos 70 Kms. de la cabecera departamental, y 36 Kms. de la cabecera municipal. La alcaldía auxiliar se encuentra a 1,450 mts. SNM, latitud 14° 55'06", longitud 90° 57'19".

Según el X censo de población, y V de habitación realizado en 1994 por el Instituto Nacional de Estadística (INE), la aldea tiene una población de 401 habitantes, representando el 0.97% de la población total del municipio. En lo referente a distinción por sexo, el 51.12% de los habitantes pertenecen al masculino. Por distinción étnica 94.76% son indígenas. Y por grupos de edad 30.92% están entre los 0-6 años; 23.44% están entre los 7-14 años; y 44.14% entre los 15-64 años; y 1.50% entre los 65 años o más.

### **1.2.3. Aspectos económicos y actividades productivas**

La Economía es impulsada principalmente por el sector agropecuario, los productos obtenidos por esta actividad son empleados en su mayoría para el consumo familiar. Además, se observa que una cantidad considerable de la población emigra cada año, en forma temporal, a las fincas de la costa sur.

### **1.2.4. Actividad agropecuaria y comercial**

#### **1.2.4.1. Uso de la tierra**

El territorio del municipio, en el que se ubica la aldea, pertenece a las tierras sedimentarias, a orillas del río Motagua y la cordillera de La Sierra Madre con montañas moderadamente escarpadas, y a las tierras bajas cristalinas típicas a las orillas del río Motagua, con montañas y colinas bastante escarpadas. Las unidades bioclimáticas y los suelos predominantes en la aldea poseen las características siguientes:

- **Bosque muy húmedo montano bajo tropical (BMHMBT)**

**Altitud:** 800 a 1,500 m. SNM

**Precipitación pluvial anual:** 1,500 a 3,000 milímetros

**Temperatura media anual:** 19 a 32 grados centígrados

**Suelos:** predominan los suelos profundos de textura mediana, bien drenados, de color café, las pendientes van 5% a 16% y mas de 45%. El potencial es para frutales de clima cálido, maíz, frijol, jocotes, tomate, etc.

Se estableció la existencia de tierras de carácter comunal o de propiedad municipal, además de la ocupada por los servicios municipales y del estado; existen fincas de gran magnitud. Por lo anterior se deduce que el territorio predomina la pequeña propiedad agrícola, o sea el minifundio, porque a pesar de que hay fincas, la mayor parte de la población cuenta con pocos bienes.

#### **1.2.4.2. Actividad agropecuaria**

El territorio destinado a la producción agrícola se dedica a los siguientes cultivos:

- **Granos:** maíz, frijol, café. De estos la mayor parte del producto se destina al consumo familiar y los excedentes se comercializan localmente.
- **Verduras y hortalizas:** tomate, rábano, maní, brócoli, ajo, cebolla, etc.
- **Frutas:** durazno, ciruela, níspero, guayaba, granada, jocote, aguacate, naranja, manzana, limón, etc.

La producción de los cultivos anteriormente mencionados, se realiza mediante el uso de sistemas tradicionales. En algunos casos se utilizan fertilizantes, semillas mejoradas y control de plagas.

La producción pecuaria es mínima, pero significativa para la economía de algunas familias. Los productos son los siguientes:

- **Ganado mayor:** se tienen pequeños lotes de crianza de ganado bovino. De estos, las crías se venden en la cabecera municipal.
- **Ganado menor:** constituido por ovejas, cabras, cerdos y aves. La crianza es de menor cuantía, la que se destina al consumo familiar en ocasiones especiales o bien se comercializa localmente y en los alrededores.

En general, los productos agropecuarios se destinan al consumo propio, pero parte de su producción se comercializa en la localidad, en la cabecera municipal y fuera del municipio.

#### **1.2.4.3. Comercio y servicio**

No tienen un día destinado para el mercado, ni la infraestructura necesaria para ello, lo que provoca que esta aldea no tenga comercio. Sus habitantes realizan sus compras en las aldeas circunvecinas y la cabecera municipal. No se reportan datos significativos relacionados con la industria y la artesanía.

#### **1.2.4.4. Infraestructura**

La infraestructura que contribuye social y económicamente a la población es la siguiente:

- **Sistema vial:** dentro de la infraestructura que promueve la economía, sobresale la carretera principal que termina en esta aldea, porque no existe un puente que atreviese el río Motagua entre Chimaltenango y Quiché.
- **Mercado:** no se cuenta con la infraestructura necesaria, ni el día de mercado para realizarlo.
- **Auxiliatura:** se cuenta con una sede para la alcaldía auxiliar, pero está bastante deteriorada.
- **Instalaciones:** según el V censo de habitación, de 64 casas formales y 9 ranchos, ninguna cuenta con energía eléctrica; 54 reciben servicio de agua entubada; y 10 tienen un sistema de drenaje formal. Pero en la actualidad se puede apreciar que esto ha mejorado significativamente.

- **Salud:** existe un puesto de salud que es atendido por un enfermero profesional; también prestan sus servicios comadronas y promotores de salud.
- **Transporte:** en lo referente al transporte extraurbano, pasa por la aldea una empresa de transporte que hace 2 recorridos completos diariamente.
- **Cementerio:** si existe este servicio.
- **Deportes:** se cuenta con una cancha de fútbol y una de básquetbol.
- **Templos:** existen varios templos cristianos.

#### **1.2.4.5. Comunicaciones y turismo**

La oficina de correos y telégrafos más cercana se encuentra a 36 Kms en la cabecera municipal. El servicio telefónico con que se cuenta es del tipo celular, éste no es muy eficiente y existen pocos de carácter comunitario.

Se registra turismo en la aldea, específicamente en las orillas del río Motagua, pero es muy escaso, talvez por las malas condiciones del sistema vial y porque no cuentan con la infraestructura básica para acoger al visitante. No existe fiesta porque es una aldea con muy pocos años de fundación.

#### **1.2.5. Educación**

Los datos registrados por el INE, en 1994, reportan en la aldea 19 alumnos en preprimaria; 93 en primaria; y ninguno en nivel medio.

En el año 2004, la Supervisión de Educación del municipio reporta para El Tesoro una población estudiantil de 19 alumnos en preprimaria, 108 en primaria y ninguno en el nivel básico. Dichos alumnos son atendidos en un establecimiento.



### **1.3. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura en las aldeas Paquip y El Tesoro**

#### **1.3.1. Descripción y priorización de las necesidades de aldea Paquip**

En lo que respecta a infraestructura, se observa que no es suficiente para cubrir la demanda de educación en el lugar. Por tal razón, algunos lugares no son propios ni aptos para fines educativos, causando molestias a maestros, alumnos y particulares.

De acuerdo con la información aportada por el alcalde auxiliar, personalidades de la aldea y las visitas de campo, las necesidades más urgentes son las siguientes:

- Construcción de aulas escolares
- Planificación y construcción de un sistema de drenajes
- Mejoramiento del sistema vial
- Ampliación de la plaza del mercado

De las cinco anteriores se dio prioridad al proyecto de construcción de aulas porque ésta es una aldea muy afectada por la falta de infraestructura para educación. Este proyecto contará con 1,295 metros cuadrados de construcción y se beneficiarán 245 alumnos.

#### **1.3.2. Descripción y priorización de las necesidades de aldea El Tesoro**

En lo que respecta a infraestructura, se observa que la población necesita y reclama un lugar apropiado para motivar los eventos sociales, culturales y deportivos.

Es bueno hacer mención que en dicho lugar no existe un día apropiado para celebrar la feria titular y otros eventos, lo que ayudaría culturalmente a dicha región.

De acuerdo con la información aportada por el alcalde auxiliar, personalidades de la aldea y visitas de campo, las necesidades más urgentes son las siguientes:

- Construcción del salón de usos múltiples
- Planificación y construcción de un sistema de drenajes
- Mejoramiento del sistema vial
- Construcción de un mercado

De las cuatro anteriores se dio prioridad al proyecto de construcción de salón de usos múltiples, porque ésta es una aldea muy afectada por la falta de infraestructura para las actividades sociales, culturales y deportivas. Este proyecto contará con 300 metros cuadrados de construcción y se beneficiará la población de dicha aldea.



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

### **2.1. Investigación preliminar**

#### **2.1.1. Infraestructura para el centro educativo**

El centro educativo tiene como objetivo proveer infraestructura para la educación básica de la aldea Paquip y las comunidades circunvecinas en el área norte de Tecpán Guatemala, Chimaltenango. Inicialmente se pensó construir tres aulas, para suplir la necesidad de infraestructura. Por último, al ver la necesidad de implementar mecanografía, computación, artes industriales y educación para el hogar en la región, se propuso la construcción de un centro educativo. Para diseñar este edificio se propone un edificio con los siguientes ambientes:

- 7 aulas de enseñanza-aprendizaje
- Salón de biblioteca
- Laboratorio de computación
- 2 Taller-laboratorio
- Salón de usos múltiples
- Áreas de administración, servicios sanitarios y de limpieza

Para la construcción del centro educativo, se dispone de un terreno ubicado frente al campo de fútbol, aproximadamente a cien metros de la carretera que comunica a la aldea Paquip, con El Tesoro.

La forma del terreno, vista en planta, es rectangular, cuenta con un área de 1,054 m<sup>2</sup>; con topografía cóncava.

### **2.1.2. Infraestructura para el salón municipal**

El salón de usos múltiples tiene como objetivo beneficiar a la población de la aldea El Tesoro, en el área norte de Tecpán Guatemala, Chimaltenango. En un principio se pensó en construir un salón que sirviera para las reuniones de los comités de desarrollo de El Tesoro. Por último, al ver la necesidad de implementar la infraestructura adecuada para actividades sociales, culturales y deportivas, se propuso la construcción de un salón de usos múltiples con los siguientes ambientes:

- 1 escenario
- 2 vestidores
- Área restante para el público

Para la construcción del salón de usos múltiples, se dispone de un terreno ubicado frente a la escuela primaria de dicha aldea. Está a la orilla de la carretera que comunica con la cabecera municipal.

La forma del terreno, vista en planta es rectangular, cuenta con un área de 300 m<sup>2</sup>; con topografía plana.

### **2.2. Normas para el diseño de edificios educativos**

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento, se aplicaron las normas contenidas en el “REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DE EDIFICIOS ESCOLARES DEL MINISTERIO SE EDUCACIÓN”. Las normas aplicadas en este trabajo se describen a continuación.

### 2.2.1. Criterios de conjunto

- **Emplazamiento:** el emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno será el área ocupada en planta baja no excede el 40% del área total del terreno.
- **Orientación del edificio:** La orientación ideal es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en el terreno.
- **Superficie y altura del edificio:** la superficie varía en función de las necesidades a satisfacer, tanto en capacidad como en tipo de enseñanza; y la altura no debe exceder tres niveles, tratando de ubicar los talleres y laboratorios en el primer nivel.

### 2.2.2. Criterios de iluminación

**Generalidades de la iluminación en el edificio:** la iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. Para lograr lo anterior, deben tomarse en cuenta los siguientes criterios:

- Es importante el número, tamaño y ubicación de las ventanas y/o lámparas.
- Un local pequeño recibe mejor iluminación que uno grande, pero sus dimensiones dependen de los requerimientos de espacio.
- Los acabados más brillantes permiten mayor reflexión de la luz y, dan como resultado, una mejor iluminación.

**Tipos de iluminación:** Por su procedencia, la iluminación se divide en natural y artificial. La iluminación natural, por la ubicación de las ventanas, se divide en unilateral, bilateral y cenital. Se describen a continuación:

- **Iluminación natural unilateral:** cuando sólo un lado del aula tiene ventanas; las ventanas deben tener un área de 25% a 30% del área total de piso; y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor de 2.5 veces la altura del muro de ventana.
- **Iluminación natural bilateral:** cuando existen ventanas en las paredes laterales del aula; las ventanas deben tener un área entre 25% a 30% del área de piso del ambiente.
- **Iluminación natural cenital:** la iluminación es por medio de ventanas colocadas en el techo del aula, Para esta iluminación se toma como área de ventanas del 15% al 20% del área total de piso.
- **Iluminación artificial:** se acepta únicamente cuando sea muy justificado; debe ser difuso, para evitar molestias en la vista; también debe ser lo más parecido a la iluminación natural.

### **2.2.3. Otros criterios**

**Ventilación:** La cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de la educación.

**Confort acústico:** Es importante que en un centro educativo exista el confort acústico, ya que éste influye grandemente en el estado anímico y el grado de concentración del alumno. Es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

Los ruidos en un aula pueden venir del exterior del centro, de ambientes vecinos, o del interior del aula. Para prevenirlos, se pueden tomar las precauciones siguientes:

- Para que no interfiera el ruido proveniente del exterior, ubicar los establecimientos en zonas tranquilas, pero de no ser posible esto, se debe orientar el edificio de manera que el viento se lleve los ruidos.
- Para prevenir la interferencia entre ambientes, separar los ambientes ruidosos de los tranquilos, tomando en cuenta la dirección del viento.
- Para disminuir el ruido interno del ambiente, construir con materiales porosos, ya que éstos absorben el ruido, también las patas del mobiliario y equipo deben tener aislantes acústicos.

#### **2.2.4. Instalaciones**

Las instalaciones en los edificios educativos son hidráulicas, sanitarias y eléctricas. En su diseño y colocación se debe garantizar lo siguiente:

- Seguridad de operación
- Capacidad adecuada para prestar el servicio
- Duración razonable y economía de mantenimiento
- Servicio constante
- Protección contra agentes nocivos, principalmente ambientales

#### **2.2.5. Espacios educativos**

Se denomina así a la totalidad de espacios destinados al ejercicio de la educación, que se desarrolla por medio de diferentes actividades.



Por tal razón, las características de los espacios educativos varían de acuerdo a los requerimientos pedagógicos de las distintas asignaturas.

En el reglamento se describen como espacios educativos característicos: aula teórica, aula unitaria y aula de proyecciones. Se detalla aquí, únicamente para el aula teórica, ya que ésta se utiliza en todos los espacios educativos de este proyecto, por ser la que mejor se adapta a los requerimientos del centro educativo.

#### **2.2.5.1. Aula teórica**

La función del aula teórica es proveer a los maestros y alumnos de un espacio para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso enseñanza – aprendizaje, ya sea en la forma tradicional expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras técnicas didácticas. Debido a que el nivel de escolaridad que se prestará en el centro educativo que se está diseñando será el mismo en cada jornada, y esto probablemente cambiará con el tiempo, las recomendaciones para el diseño de aula teórica aquí se generalizan.

- **La capacidad óptima en el nivel básico es de 30 alumnos**, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- **El área óptima por alumno es de 1.50 m<sup>2</sup>**, pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de 1.30 m<sup>2</sup>.
- **Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico**, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos.

- **La forma del aula será cuadrada o rectangular**, se recomienda que el lado mayor no exceda 1.5 veces el lado menor.
- **La fuente principal de iluminación natural** debe provenir del lado izquierdo del alumno sentado frente al pizarrón.
- **La distancia máxima desde la última fila al pizarrón**, será de 8 m; y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado, será de 30°.
- **Tendrá instalaciones de energía eléctrica**, con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación artificial abundante y constante; además, tendrá dos tomacorrientes, uno al frente y otro en la parte posterior, colocados a 0.40 m sobre el nivel del piso.

### **2.3. Normas para el diseño de salones comunales**

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento, se aplicaron las normas contenidas en la Sección de Diseño y Desarrollo de Edificios del INFOM y las Normas de planificación para viviendas del FHA. Las normas aplicadas en este trabajo se describen a continuación.

#### **2.3.1. Criterios de conjunto**

**Conjunto arquitectónico:** se toman como base los requisitos que deben cumplir los salones comunales para atender a los usuarios.

**Orientación del edificio:** La orientación ideal es de norte a sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en el terreno.

**Superficie y altura del edificio:** la superficie varía en función de las necesidades que se tengan que satisfacer; la altura depende de la actividad que se desarrolla en el ambiente y de las condiciones climatológicas de la población.

### **2.3.2. Instalaciones**

Las instalaciones en los salones comunales son las hidráulicas, sanitarias y eléctricas. En su diseño y colocación se debe garantizar lo siguiente:

- Seguridad de operación
- Capacidad adecuada para prestar el servicio
- Duración razonable y economía de mantenimiento
- Servicio constante

### **2.3.3. Salón teórico**

La función del salón teórico es proveer a los usuarios de un espacio cómodo, para las actividades que allí se desarrollen. Las recomendaciones para el diseño del salón teórico aquí se generalizan. Dichas recomendaciones son las siguientes:

- **El área optima por usuario es de 0.75 m<sup>2</sup>.**
- **La forma del salón será rectangular.**
- **La fuente principal de iluminación natural** debe provenir de los lados laterales al escenario.

- **Tendrá instalaciones de energía eléctrica**, con luminarias adecuadas que proporcionen iluminación artificial abundante y constante; además, tendrá tomacorrientes distribuidos equitativamente, colocados a 0.40 m sobre el nivel del piso.



## **3. DISEÑO DEL EDIFICIO DE AULAS**

### **3.1. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico 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. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos, principalmente para este caso, del Reglamento de Construcción de Edificios Educativos.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador y/o propietario. Para el caso del edificio de aulas se necesita: 7 aulas de enseñanza – aprendizaje, biblioteca, laboratorio de computación, administración, 2 módulos de baños, 2 taller – laboratorio, salón de usos múltiples y áreas de limpieza.

Los resultados del diseño arquitectónico, sobre la base de los criterios de le Reglamento de Construcción de Edificios Educativos, el propietario y el diseñador, se pueden ver en el apéndice 1, figuras 25 y 26.

#### **3.1.1. Ubicación del edificio en el terreno**

El edificio de aulas abarca todo el terreno excepto el centro del mismo, dividido en dos alas, quedando un área libre para lograr una mejor ventilación e iluminación, según lo sugiere el reglamento.

### **3.1.2. Distribución de ambientes**

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hace del modo tradicional de edificios educativos (ver apéndice 1, figura 25 y 26), por ser ésta la que más se ajusta a las necesidades existentes y al espacio disponible.

### **3.1.3. Alturas del edificio**

Se elige un edificio de dos niveles por razón de espacio disponible. La altura será de 2.80 m en todos los ambientes, se dejará con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

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

En la elección del sistema estructural influyen los factores de desempeño, 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.

Para este caso, se ha elegido el sistema estructural de marcos elásticos unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, con losas planas de concreto reforzado.

## **3.2. Análisis estructural**

Análisis estructural es el proceso para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla. Para el edificio de aulas se hace el análisis estructural de la forma siguiente:

### 3.2.1. Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es dar medidas preliminares a los elementos que la componen, que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos que se describen a continuación:

**Columnas:** el método que se utiliza para predimensionar las columnas determina la sección y se basa en la carga aplicada a ésta. En este caso en particular se desea guardar simetría en las dimensiones de las columnas, por tal razón se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

Fórmula:  **$P = 0.8 ( 0.225f'cAg + FyAs )$ ;  $1\%Ag \leq As \leq 8\%Ag$**

Solución:  $P = 42,960 \text{ Kg}$ , (17.90\*2,400, tomado de área tributaria)

$$42,960 = 0.8 ((0.225*210*Ag) + (2810*0.01*Ag))$$

$$Ag = 651.90 \text{ cm}^2$$

Se propone una columna de 30\*30 cm. = 900 cm<sup>2</sup> > Ag

**Vigas:** para predimensionar las vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, ésta depende de la luz que cubre la viga. La base de la viga queda a criterio del diseñador, se usa aquí el ancho de las columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud, quedando las otras con igual sección. Según el código ACI, el espesor mínimo de vigas no pretensadas con un extremo continuo es  **$l/24$** , donde  **$l$**  es la luz máxima.

Si se propone una base de viga de 0.30 m. se tiene:  $7.00 - 0.30 = 6.70$

**$6.70/24 = 0.28$** , se adopta **0.40**



**Losas:** aquí se predimensiona el peralte o la losa. 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, aunque se tienen cuatro medidas de losas, por tanto se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

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

$$t_{\text{LOSA}} = (3.85*2 + 7.00*2)/180 = 0.12, \text{ Usamos } t_{\text{LOSA}} = 0.12$$

**Cimientos:** se usan zapatas aisladas. El método de predimensionamiento se incluye en el diseño de las zapatas. (Ver sección 3.3.4.).

Con los resultados obtenidos anteriormente, se presentan a continuación las figuras 1, 2 y 3 que muestran la distribución de las columnas y las vigas.

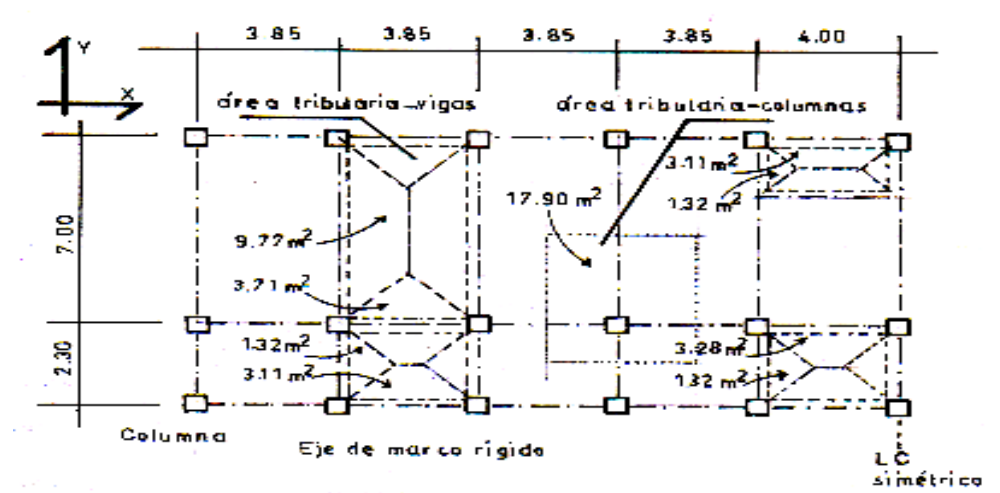
### **3.2.2. Modelos matemáticos de marcos elásticos unidos con nudos rígidos**

Representan la forma como las cargas que soporta el marco y sirven para hacer el análisis estructural. Para dibujarlos se siguen los criterios definidos en la figura 4. Por la similitud de los marcos en geometría y en las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos. (Ver figuras 5 y 6).

### **3.2.3. Cargas aplicadas a los marcos elásticos unidos con nudos rígidos**

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para clasificarlas existen varios criterios, aquí se hace una distinción de acuerdo con la dirección de su aplicación.

Figura 1. Planta típica, edificio de aulas



**PLANTA TÍPICA – NIVELES 1 y 2**

Figura 2. Marco típico elástico unido con nudos rígidos, sentido X

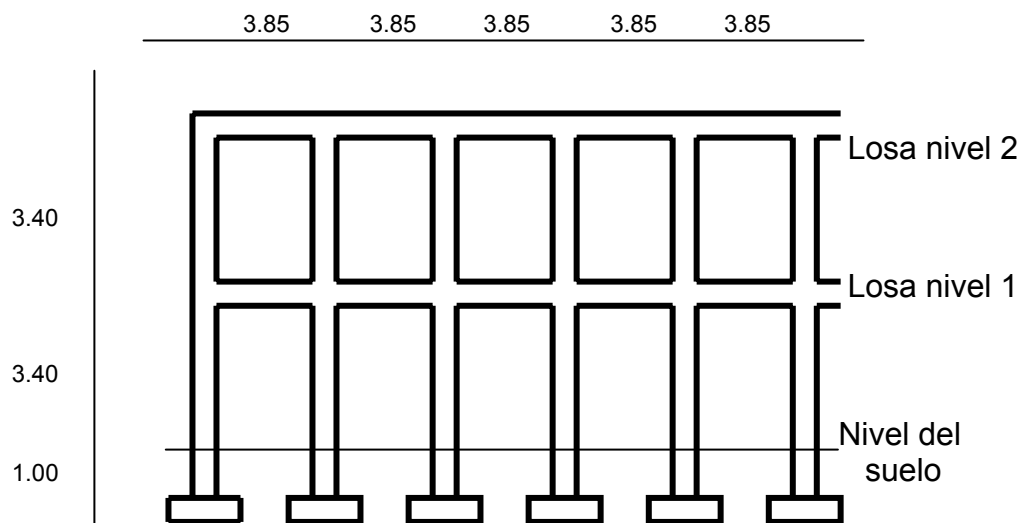


Figura 3. **Marco típico elástico unido con nudos rígidos, sentido Y**

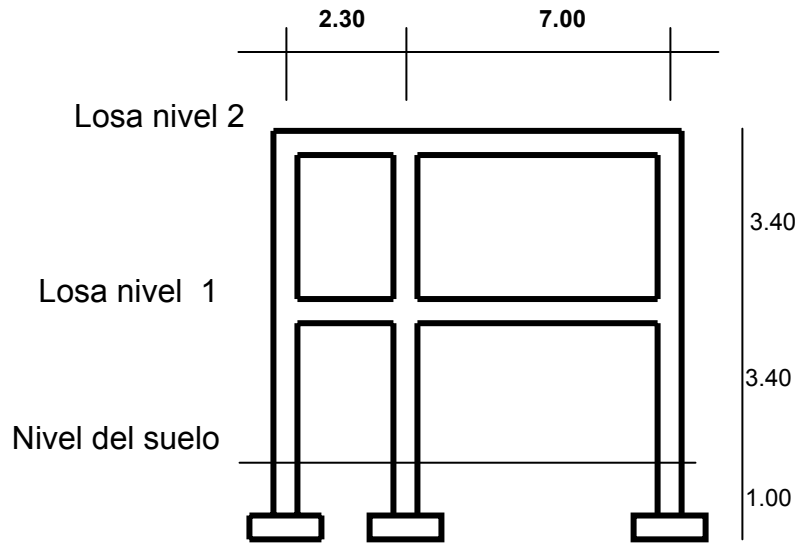
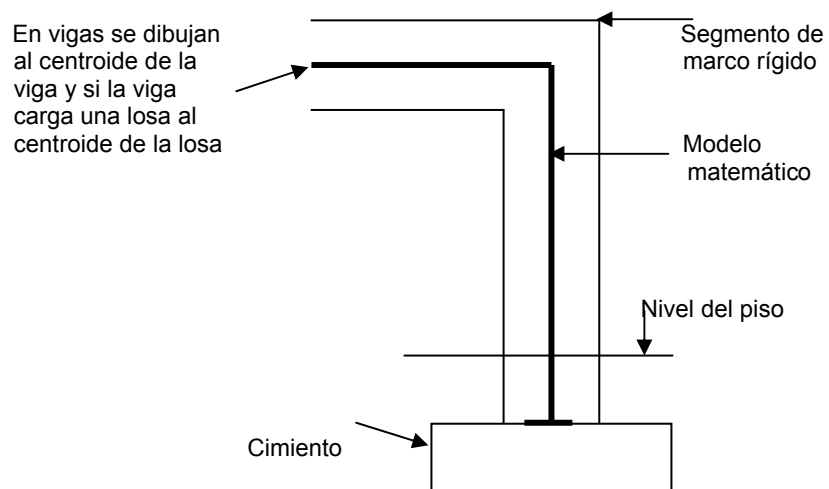


Figura 4. **Criterios para dibujar modelos matemáticos de marcos elásticos unidos con nudos rígidos**



### 3.2.3.1. Cargas verticales en marcos elásticos unidos con nudos rígidos

Los valores que se usan en este caso, para las cargas verticales, son los siguientes:

#### Carga muerta ( CM )

Peso del concreto = 2,400 Kg/m<sup>3</sup>

Peso de acabados = 90 Kg/m<sup>2</sup>

Peso de muros = 150 Kg/m<sup>2</sup>

#### Carga viva ( CV )

En techo = 100 Kg/m<sup>2</sup>

En pasillos = 500 Kg/m<sup>2</sup>

En aulas = 300 Kg/m<sup>2</sup>

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

#### Marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X:

$$\begin{aligned} \text{Nivel 1} \quad CM &= W_{\text{LOSAS}} + W_{\text{VIGAS}} + W_{\text{MUROS}} + W_{\text{ACABADOS}} \\ &= ((3.71+3.11)*0.12*2,400/(3.85-0.30) + (0.30*0.40*2400) \\ &\quad + (3.85-0.30)*150 + ((3.71+3.11)*90/(3.85-0.30)) = \quad \mathbf{1,547 \text{ Kg/m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CV &= W_{\text{AULA}} + W_{\text{PASILLO}} \\ &= (3.71*300/3.55) + (3.11*500/3.55) = \quad \mathbf{752 \text{ Kg/m}} \end{aligned}$$

$$\text{Nivel 2} \quad CM = \mathbf{1,014 \text{ Kg/m}} \quad CV = \mathbf{192 \text{ Kg/m}}$$

Los valores de cargas distribuidas que se observan en el marco rígido típico sentido Y, que aparecen en la figura 6, fueron calculados usando el procedimiento anterior.

### 3.2.3.2. Cargas horizontales en marcos elásticos unidos con nudos rígidos

Existen dos fuerzas horizontales, de viento y de sismo, a las que está expuesto comúnmente un edificio. Además, el análisis realizado con una cubre los efectos que podría causar la otra si se presentara. Guatemala es un país con riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio de aulas se utiliza el método SEAOC, de la manera siguiente:

#### Método SEAOC – en edificio de aulas

**Corte bazal (V):** Es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. Para obtener su valor se usa la fórmula siguiente:

Fórmula:

$$V = Z * I * C * S * K * W$$

Donde: **Z** coeficiente que depende de la zona, para Chimaltenango = 0.50

**I** coeficiente de importancia de la obra, para este caso usar 1.40

**C** coeficiente que depende del periodo natural de vibración.

$$C = 1 / (15t^{1/2}); t = (0.12 * \text{ALTURA DEL EDIFICIO}) / \text{BASE}^{1/2}$$

**S** coeficiente, depende del tipo de suelo, si se desconoce usar 1.5

Si  $C * S$  es mayor que 0.14, usar  $C * S = 0.14$

**K** coeficiente, depende del sistema estructural usado = 0.67

**W** peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas

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

Solución:  $W = W_{NIVEL1} + W_{NIVEL2}$

$$W_{NIVEL1} = (W_{COLUMNAS} + W_{PAREDES} + W_{VIGAS} + W_{LOSAS} + W_{ACABADOS}) + (0.25 * CARGA VIVA)$$

$$W_{NIVEL2} = 180,570 \text{ Kg}$$

$$W_{NIVEL1} = 224,906 \text{ Kg}$$

$$W = 180,570 + 224,906 = \mathbf{405,476 \text{ Kg}}$$

<b>C</b>	$t_x = (0.12 * 7.8) / 35^{1/2} = 0.158$ , $C_x = 1 / (15 * 0.158^{1/2}) = \mathbf{0.167}$
	$t_y = (0.12 * 7.8) / 9.6^{1/2} = 0.302$ , $C_y = 1 / (15 * 0.302^{1/2}) = \mathbf{0.121}$

<b>CS</b>	$CS_x = 0.167 * 1.50 = \mathbf{0.251}$ → usar $CS_x = 0.14$
	$CS_y = 0.121 * 1.50 = \mathbf{0.182}$ → usar $CS_y = 0.14$

$$V = V_x = V_y = 0.50 * 1.40 * 0.14 * 0.67 * 405,476 = \mathbf{26,624 \text{ Kg}}$$

**Fuerzas por nivel ( F<sub>ni</sub> ):**

Fórmula:  $F_{ni} = (V - F_T) * W_{hi} / \sum W_{hi}$

Donde: **F<sub>ni</sub>** fuerza por nivel

**V** corte basal

**F<sub>T</sub>** fuerza de techo, cuando t (período natural de vibración) es menor que 0.25, entonces  $F_T = 0$

**W** Peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas

**W<sub>i</sub>** peso propio de la estructura + 25% de las cargas vivas por nivel

**h<sub>i</sub>** altura medida desde la cimentación al nivel considerado

Solución: se calcula primero F<sub>n</sub> respecto en X, como t < 0.25,  $F_T = 0$

$$F_{nx1} = ((26,624 - 0) * 224,906 * 6.00) / (224,906 * 6.00 + 180,570 * 7.80) = \mathbf{13,027 \text{ Kg}}$$

$$F_{nx2} = ((26,624 - 0) * 180,570 * 7.80) / (224,906 * 6.00 + 180,570 * 7.80) = \mathbf{13,597 \text{ Kg}}$$

Luego se calcula  $F_n$  respecto en Y, como  $t > 0.25$ , entonces  $F_T = 0.07 \cdot t \cdot V$

$$F_T = 0.07 \cdot 0.30 \cdot 26,624 = \mathbf{559 \text{ Kg}}$$

$$F_{ny1} = ((26,624 - 559) \cdot 224,906 \cdot 6.00) / (224,906 \cdot 6.00 + 180,570 \cdot 7.80) = \mathbf{12,754 \text{ Kg}}$$

$$F_{ny2} = ((26,624 - 559) \cdot 180,570 \cdot 7.80) / (224,906 \cdot 6.00 + 180,570 \cdot 7.80) = \mathbf{13,311 \text{ Kg}}$$

**Fuerzas por marco ( FM ):**

Fórmulas:  $FM' \pm FM''$

$$FM' = (R \cdot F_{ni}) / \sum R$$

$$FM'' = (e \cdot F_{ni}) / ((\sum R_i \cdot d_i^2) / (R_i d_i))$$

$$e = C_m - C_R; e_{\text{MÍNIMO}} = 0.05 \cdot \text{Altura total del edificio}$$

$$C_R = (\sum R_i \cdot d_i) / (\sum R_i)$$

Donde:  $R_i$  rigidez de marco

$d_i$  distancia de  $C_R$  a marco considerado – 0.10

$e$  excentricidad

$C_m$  centro de masa

$C_R$  centro de rigidez

Solución: la figura 7 muestra la distribución de los marcos rígidos, que sirve para calcular los valores de  $R_i$ ,  $d_i$ ,  $C_m$  y  $C_R$  y  $e$ .

**Sentido X:** Por simetría, la rigidez en los marcos es la misma, para simplificar

los cálculos se usa  $R=1$  en todos los marcos Y

$$C_R = (1 \cdot 9.3 + 1 \cdot 2.30 + 1 \cdot 0) / (3 \cdot 1) = \mathbf{3.87 \text{ m}}$$

$$C_m = (2.30 + 7.00) / 2 = \mathbf{4.65 \text{ m}}$$

$$e = 4.65 - 3.87 = \mathbf{0.78 \text{ m}}$$

$$e_{\text{MÍNIMO}} = 0.05 \cdot 7.8 = \mathbf{0.39 \text{ m}}, \text{ usar } e = \mathbf{0.78 \text{ m}}$$

Con los valores obtenidos se procede a calcular los datos de la tabla I.

**Sentido Y:** Por simetría se usa  $R=1$  en todos los marcos X

$$CR = 17.40 \text{ m}; CM = 17.40 \text{ m}$$

$e = 0$ , esto significa que no hay torsión en el sentido Y

**NIVEL 1**

$$FM' = (1 \cdot 12,751) / (1 \cdot 10) = 1,275 \text{ Kg},$$

Este valor se aplica a todos los marcos Y en el nivel 1

$FM'' = 0$ , esto por no haber excentricidad (e) en Y

$$FM_{NIV.1} = 1,275 + 0 = 1,275 \text{ Kg}$$

**NIVEL 2**

$$FM' = (1 \cdot 13,309) / (1 \cdot 10) = 1,331 \text{ Kg}$$

Este valor se aplica a todos los marcos Y en el nivel 2

$FM'' = 0$ , esto por no haber excentricidad (e) en Y

$$FM_{NIV.2} = 1,331 + 0 = 1,331 \text{ Kg}$$

Figura 5. **Modelo matemático, marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X**

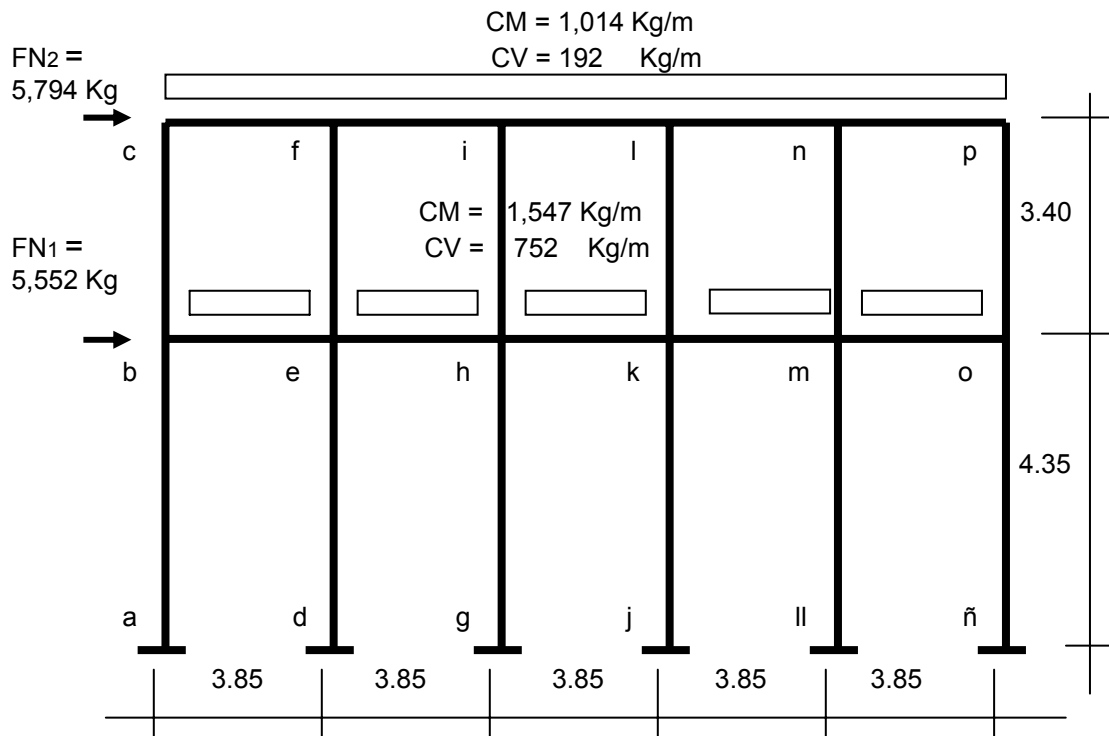




Figura 6. **Modelo matemático, marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y**

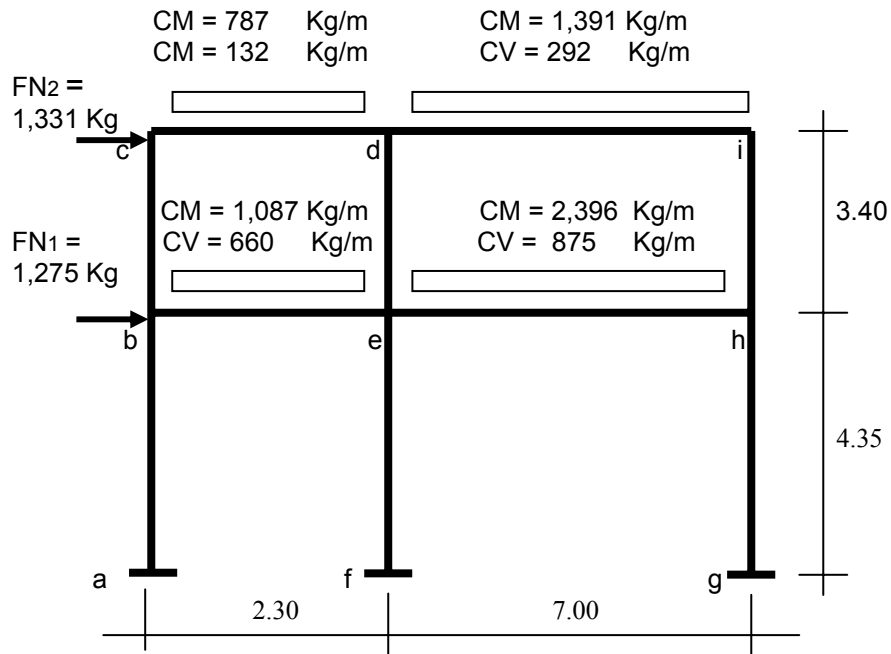


Figura 7. **Planta típica (niveles 1 y 2) de distribución de marcos elásticos unidos con nudos rígidos**

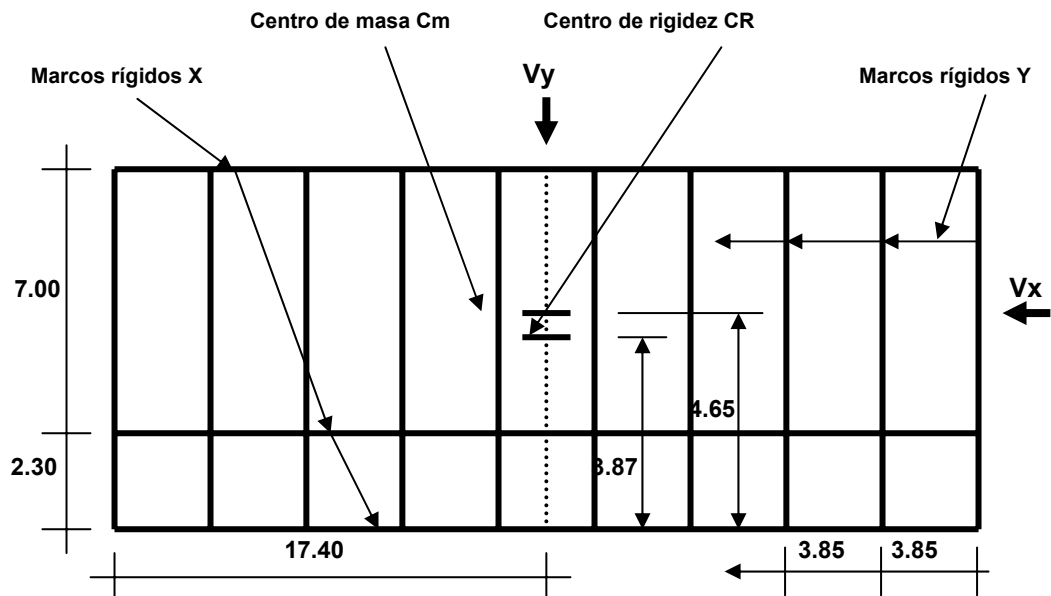


Tabla I. **Fuerzas por marco en cada nivel, marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X**

MARCO	Nivel 1					Nivel 2				
	Ri	di	Ri di	Ri di <sup>2</sup>	FM'	FM''	FMNIV.1	FM'	FM''	FMNIV.2
3	1	5.33	5.33	28.41	4,342	1,209	5,551	4,532	1,262	5,794
2	1	-1.47	-1.47	2.16	4,342	-334	4,008	4,532	-348	4,184
1	1	-3.77	-3.77	14.21	4,342	-855	3,487	4,532	-893	3,639
				44.78						

### 3.2.4. Análisis de marcos elásticos unidos con nudos rígidos por el método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante; además, no se incluyen los casos en que existen columnas de diferente altura en un mismo piso, o cuando hay articulaciones en los apoyos de las columnas.

- **Cálculo de momentos fijos (  $MF_{ik}$  ),** estos se calculan cuando existen cargas verticales.
- **Cálculo de momentos de sujeción (  $M_s$  ),** éstos se calculan cuando hay cargas verticales.

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

- **Determinación de fuerzas de sujeción (  $H$  ),** éstas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales aplicadas al marco elástico unido con nudos rígidos.

$$H = FM_{NIVEL\ n} \text{ (fuerza por marco del nivel n, del análisis sísmico)}$$

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (  $Q_n$  ),** se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco elástico unido con nudos rígidos.  $Q_n = \sum H$

- **Cálculo de momentos de piso (  $M_n$  ),** estos se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco elástico unido con nudos rígidos.

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

- **Cálculo de rigidez de los elementos (  $K_{ik}$  )**

$$K_{ik} = I / L_{ik} \quad I \quad \text{inercia del elemento}$$

$$L \quad \text{longitud del elemento}$$

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

$$\mu_{ik} = -1/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$$

- **Cálculo de factores de corrimiento (  $v_{ik}$  ),** estos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco elástico unido con nudos rígidos.

$$v = -3/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$$

- **Cálculo de iteraciones, influencias de giro (  $M'_{ik}$  )**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} ( M_s + \sum M'_{ni} ) \quad \text{sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} ( M_s + \sum ( M'_{ni} + M''_{in} ) ) \quad \text{con ladeo}$$

- **Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (  $M''_{ik}$  ),** esto se calcula cuando existe ladeo.

$$M''_{ik} = v_{ik} ( \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) ) \quad \text{ladeo por asimetría}$$

$$M''_{ik} = v_{ik} ( M_n + \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) ) \quad \text{ladeo por fuerza horizontal}$$

- **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (  $M_{ik}$  )**

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad \text{sin ladeo}$$

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad \text{con ladeo}$$

- **Cálculo de los momentos positivos en vigas (  $M_{ik(+)}$  )**

$$M_{ik(+)} = WL^2/8 - (M_{i(-)} + M_{k(-)})/2$$

Donde:  $M_{i(-)}$  = momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

$M_{k(-)}$  = momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

### 3.2.4.1. Método de Kani – carga muerta - marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y

- **Cálculo de momentos fijos (  $MF_{ik}$  )**

Para cargas distribuidas uniformemente  $MF = \pm WL^2 / 12$

$$MF_{BE} = - (1,087 \cdot 2.30^2) / 12 = -480 \text{ Kg-m} \quad MF_{EB} = 480 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{CD} = - (787 \cdot 2.30^2) / 12 = -347 \text{ Kg-m} \quad MF_{DC} = 347 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{EH} = - (2,396 \cdot 7.00^2) / 12 = -9,784 \text{ Kg-m} \quad MF_{HE} = 9784 \text{ Kg-m}$$

$$MF_{DI} = - (1,391 \cdot 7.00^2) / 12 = -5,680 \text{ Kg-m} \quad MF_{ID} = 5,680 \text{ Kg-m}$$

- **Cálculo de momentos de sujeción  $M_s = \sum ( MF_{ik} )$**

$$\text{Nudo B} = MF_{BE} = -480 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Nudo C} = MF_{CD} = -347 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Nudo H} = MF_{HE} = 9,784 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Nudo I} = MF_{ID} = 5,680 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Nudo D} = MF_{DC} + MF_{DI} = 347 - 5,680 = -5,333 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Nudo E} = MF_{EB} + MF_{EH} = 480 - 9,784 = -9,304 \text{ Kg-m}$$

- **Cálculo de rigidez de los elementos  $K_{ik} = I / L_{ik}$**

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

$$I_{VIGA} = (30 \cdot 40^3) / 12 = 160,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{COLUMNA} = (30 \cdot 30^3) / 12 = 67,500 \text{ cm}^4$$

Inercias relativas:  $I_{COLUMNA} = \bar{I}$

$$I_{VIGA} = I_{VIGA} / I_{COLUMNA} = 160,000/67500 = 2.37 \bar{I}$$

Rigidez  $K_{AB} = K_{BA} = K_{FE} = K_{EF} = K_{GH} = K_{HG} = 1/4.35 = 0.23$

$$K_{BC} = K_{CB} = K_{ED} = K_{DE} = K_{HI} = K_{IH} = 1/3.40 = 0.29$$

$$K_{BE} = K_{EB} = K_{CD} = K_{DC} = 2.37/2.30 = 1.03$$

$$K_{EH} = K_{HE} = K_{DI} = K_{ID} = 2.37/7.00 = 0.34$$

- **Factores de giro o coeficientes de reparto  $\mu_{ik} = -1/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$**

Nudo a:  $\mu_{AB} = -1/2 ( K_{AB} / ( K_{A-SUELO} + K_{AB} ) ) = -1/2(0.23/(\infty + 0.23)) = 0$

Nudo b:  $\mu_{BA} = -1/2 ( K_{BA} / ( K_{BA} + K_{BC} + K_{BE} ) ) =$

$$= -1/2(0.23/(0.23+0.29+1.03)) = -0.07$$

$$\mu_{BC} = -1/2 ( K_{BC} / ( K_{BA} + K_{BC} + K_{BE} ) ) =$$

$$= -1/2(0.29/(0.23+0.29+1.03)) = -0.10$$

$$\mu_{BE} = -1/2 ( K_{BC} / ( K_{BA} + K_{BC} + K_{BE} ) ) =$$

$$= -1/2(1.03/(0.23+0.29+1.03)) = -0.33$$

- **Calculo de factores de corrimiento  $v_{ik} = -3/2 ( K_{ik} / \sum K_{in} )$**

Nivel 1:  $V_{AB} = -3/2 ( K_{AB} / ( K_{AB} + K_{FE} + K_{GH} ) ) =$

$$= -3/2 ( 0.23/(0.23+0.23+0.23) ) = -0.5$$

$$V_{AB} = V_{FE} = V_{GH} = -0.50$$

Nivel 2:  $V_{BC} = -3/2 ( K_{BC} / ( K_{BC} + K_{ED} + K_{HI} ) ) =$

$$= -3/2 ( 0.29/(0.29+0.29+0.29) ) = -0.5$$

$$V_{BC} = V_{ED} = V_{HI} = -0.50$$

- **Influencias de giro (  $M'_{ik}$  ) – Primera iteración**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} ( M_s + \sum ( M'_{ni} + M''_{in} ) )$$

Nudo B:  $M'_{BA} = \mu_{BA} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$   
 $= -0.07(-480 + (0+0+0+0)) = +33.6 \text{ Kg-m}$

$$M'_{BC} = \mu_{BC} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.10(-480 + (0+0+0+0)) = +48 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{BE} = \mu_{BE} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.33(-480 + (0+0+0+0)) = +158.4 \text{ Kg-m}$$

Nudo C:  $M'_{CB} = \mu_{CB} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$   
 $= -0.11(-347 + (48+0+0)) = +32.9 \text{ Kg-m}$

$$M'_{CD} = \mu_{CD} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$$

$$= -0.39 (-347 + (48+0+0)) = +116.6 \text{ Kg-m...}$$

- **Influencias de desplazamiento (  $M''_{ik}$  ) – Primera iteración**

$$M''_{ik} = V_{ik} ( \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) )$$

Nivel 2:  $M''_{BC} = V_{BC} (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HI} + M'_{IH})$   
 $= -0.50(48+32.9+694.1+469.5-1,790-1,014.7) = +780.1 \text{ Kg-m}$

$$M''_{BC} = M''_{ED} = M''_{HI} = 780.1 \text{ Kg-m}$$

Nivel 1:  $M''_{AB} = V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{GH} + M'_{HG})$   
 $= -0.50 (0+33.6+0+520.6+0-1,373.4) = 409.6 \text{ Kg-m}$

$$M''_{AB} = M''_{FE} = M''_{GH} = 409.6 \text{ Kg-m}$$

- **Influencias de giro (  $M'_{ik}$  ) – Segunda iteración**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} ( M_s + \sum ( M'_{ni} + M''_{in} ) )$$

Nudo B:  $M'_{BA} = \mu_{BA} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$   
 $= -0.07(-480 + (0 + 32.9 + 2,342.6 + 409.6 + 780.12))$   
 $= -216 \text{ Kg-m}$

$$M'_{BC} = \mu_{BC} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.10(-480 + (0 + 32.9 + 2,342.6 + 409.6 + 780.1))$$

$$= -308.5 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{BE} = \mu_{BE} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.33(-480 + (0 + 32.9 + 2,342.6 + 409.6 + 780.1))$$

$$= -1,018.1 \text{ Kg-m}$$

Nudo C:  $M'_{CB} = \mu_{CB} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$   
 $= -0.11(-347 + (-308.5 + 1,617 + 780.1)) = -191.6 \text{ Kg-m}$

$$M'_{CD} = \mu_{CD} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$$

$$= -0.39 (-347 + ((-308.5 + 1,617 + 780.1)) = -679.2 \text{ Kg-m} \dots$$

- **Influencias de desplazamiento (  $M''_{ik}$  ) – Segunda iteración**

$$M''_{ik} = V_{ik} ( \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) )$$

Nivel 2:  $M''_{BC} = V_{BC} (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HI} + M'_{IH})$   
 $= -0.5(-308.5 - 191.6 + 858.4 + 515.6 - 1,857.2 - 1,190.4)$   
 $= 1,087 \text{ Kg-m}$

$$M''_{BC} = M''_{ED} = M''_{HI} = +1,087 \text{ Kg-m}$$

Nivel 1:  $M''_{AB} = V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{GH} + M'_{HG})$   
 $= -0.50 (-216 + 643.8 - 1420.2) = +496.2 \text{ Kg-m}$

$$M''_{AB} = M''_{FE} = M''_{GH} = +496.2 \text{ Kg-m}$$

- **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (  $M_{ik}$  )**

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

Columnas:  $M_{AB} = MF_{AB} + 2M'_{AB} + M'_{BA} + M''_{AB}$

$$= 0 + (2 \cdot 0) - 216 + 0 + 496.2 = +280 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BA} = MF_{BA} + 2M'_{BA} + M'_{AB} + M''_{BA}$$

$$= 0 + (2 \cdot -216) + 0 + 496.2 = +64 \text{ Kg-m...}$$

Vigas:  $M_{BE} = MF_{BE} + 2M'_{BE} + M'_{EB} + M''_{BE}$

$$= -480 + (2 \cdot -1,018.1) + 2,897 + 0 = +381 \text{ Kg-m}$$

$$M_{EB} = MF_{EB} + 2M'_{EB} + M'_{BE} + M''_{EB}$$

$$= 480 + (2 \cdot 2,897) - 1018.1 = +5,256 \text{ Kg-m...}$$

- **Cálculo de los momentos positivos en vigas (  $M_{ik(+)}$  )**

$$M_{ik(+)} = WL^2/8 - (M_{i(-)} + M_{k(-)})/2$$

Nivel 2:  $M_{CD(+)} = WL^2/8 - (M_{C(-)} + M_{D(-)})/2$

$$= (787 \cdot 2.30^2)/8 - (70.6 + 3,219.9)/2 = 1,125 \text{ Kg-m}$$

Nivel 1:  $M_{BE(+)} = WL^2/8 - (M_{B(-)} + M_{E(-)})/2$

$$= (1,087 \cdot 2.30^2)/8 - (380.8 + 5,255.9)/2 = 2,100 \text{ Kg-m}$$

**Método de Kani – carga viva - marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y.**

El procedimiento de análisis para carga viva es igual que para carga muerta, por tal razón en este inciso no se detalla. Los resultados se detallan en la figura 9.



### 3.2.4.2. Método de Kani – fuerza sísmica – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y

- Determinación de fuerzas de sujeción**  $H = FM_{NIVEL\ n}$   
 $FM_{NIVEL\ 2} = 1,331\ Kg$   
 $FM_{NIVEL\ 1} = 1,275\ Kg$
- Cálculo de la fuerza cortante en el piso**  $Q_n = \sum H$   
 $Q_{NIVEL\ 2} = 1,331\ Kg$   
 $Q_{NIVEL\ 1} = 1,331 + 1,275 = 2,606\ Kg$
- Cálculo de momentos de piso**  $M_n = (Q_n * h_n) / 3$   
 $M_{NIVEL\ 2} = (1,331 * 3.40) / 3 = 1,509\ Kg\cdot m$   
 $M_{NIVEL\ 1} = (2,606 * 4.35) / 3 = 3,779\ Kg\cdot m$
- La rigidez, los factores de giro y los factores de corrimiento**, que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza sísmica.
- Influencias de desplazamiento ( $M''_{ik}$ ) – Primera iteración**  
 $M''_{ik} = V_{ik} ( M_{NIVEL\ n} + \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) )$   
 Nivel 2:  $M''_{BC} = V_{BC} ( M_{NIVEL\ 2} + ( M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HI} + M'_{IH} ) )$   
 $= -0.50(1,509 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -755\ Kg\cdot m$   
 Nivel 1:  $M''_{AB} = V_{AB} ( M_{NIVEL\ 1} + ( M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{GH} + M'_{HG} ) )$   
 $= -0.50(3,779 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -1,890\ Kg\cdot m$

- **Influencias de giro (  $M'_{ik}$  ) – Primera iteración**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} ( M_s + \sum ( M'_{ni} + M''_{in} ) )$$

Nudo B:  $M'_{BA} = \mu_{BA} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$   
 $= -0.07(0 + (0+0+0-1,890-755)) = +185.2 \text{ Kg-m}$

$$M'_{BC} = \mu_{BC} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.10(0 + (0+0+0-1,890-755)) = +265 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{BE} = \mu_{BE} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.33(0 + (0+0+0-1,890-755)) = +872.9 \text{ Kg-m}$$

Nudo C:  $M'_{CB} = \mu_{CB} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$   
 $= -0.11(0 + (265+0-755)) = +53.9 \text{ Kg-m}$

$$M'_{CD} = \mu_{CD} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$$

$$= -0.39 (0 + (265+0-755)) = +191.1 \text{ Kg-m...}$$

- **Influencias de desplazamiento (  $M''_{ik}$  ) – Segunda iteración**

$$M''_{ik} = V_{ik} ( M_{NIVEL\ n} + \sum ( M'_{ik} + M'_{ki} ) )$$

Nivel 2:  $M''_{BC} = V_{BC} (M_{NIVEL\ 2} + (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{ED} + M'_{DE} + M'_{HI} + M'_{IH}))$   
 $= -0.5 (1,509 + (265 + 53.9 + 137.7 + 50.7 + 423.3 + 160.7))$   
 $= -1,300 \text{ Kg-m}$

Nivel 1:  $M''_{AB} = V_{AB} (M_{NIVEL\ 1} + (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{FE} + M'_{EF} + M'_{GH} + M'_{HG}))$   
 $= -0.5 (3,779 + (185.2 + 103.3 + 323.7)) = -2,196 \text{ Kg-m}$

- **Influencias de giro (  $M'_{ik}$  ) – Segunda iteración**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} ( M_s + \sum ( M'_{ni} + M''_{in} ) )$$

Nudo B:  $M'_{BA} = \mu_{BA} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$   
 $= -0.07(0 + (0+53.9+464.8-2196-1300)) = +208.4 \text{ Kg-m}$

$$M'_{BC} = \mu_{BC} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.10(0 + (0+53.9+464.8-2196-1300)) = +297.7 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{BE} = \mu_{BE} (MS_B + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC}))$$

$$= -0.33(0 + (0+53.9+464.8-2196-1300)) = +982.5 \text{ Kg-m}$$

Nudo C:  $M'_{CB} = \mu_{CB} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$   
 $= -0.11(0 + (297.7+174.8-1300)) = +91.0 \text{ Kg-m}$

$$M'_{CD} = \mu_{CD} (MS_C + (M'_{BC} + M'_{DC} + M''_{BC}))$$

$$= -0.39(0 + (297.7+174.8-1300)) = +322.7 \text{ Kg-m...}$$

- **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (  $M_{ik}$  )**

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

Columnas:  $M_{AB} = MF_{AB} + 2M'_{AB} + M'_{BA} + M''_{AB}$   
 $= 0 + (2 \cdot 0) + 208.4 - 2196 = -1,988 \text{ Kg-m}$

$$M_{BA} = MF_{BA} + 2M'_{BA} + M'_{AB} + M''_{BA}$$

$$= 0 + (2 \cdot 208.4) + 0 - 2196 = -1,780 \text{ Kg-m...}$$

Vigas:  $M_{BE} = MF_{BE} + 2M'_{BE} + M'_{EB} + M''_{BE}$   
 $= 0 + (2 \cdot 982.5) + 528.4 + 0 = +2,494 \text{ Kg-m}$

$$M_{EB} = MF_{EB} + 2M'_{EB} + M'_{BE} + M''_{EB}$$

$$= 0 + (2 \cdot 528.4) + 982.5 = +2,040 \text{ Kg-m...}$$

### 3.2.4.3. Resultados de los análisis de Kani – marco típico elástico unido con nudos rígidos - sentido Y

Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo en el sentido Y, se observan en las figuras 8, 9 y 10.

Figura 8. Diagrama de momentos (Kg-m) –carga muerta – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y

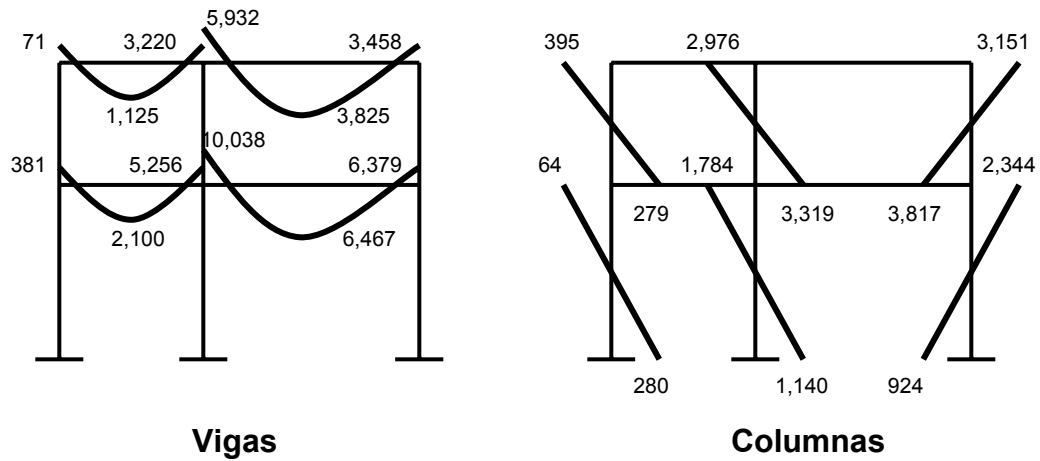


Figura 9. Diagrama de momentos (Kg-m) – carga viva – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y

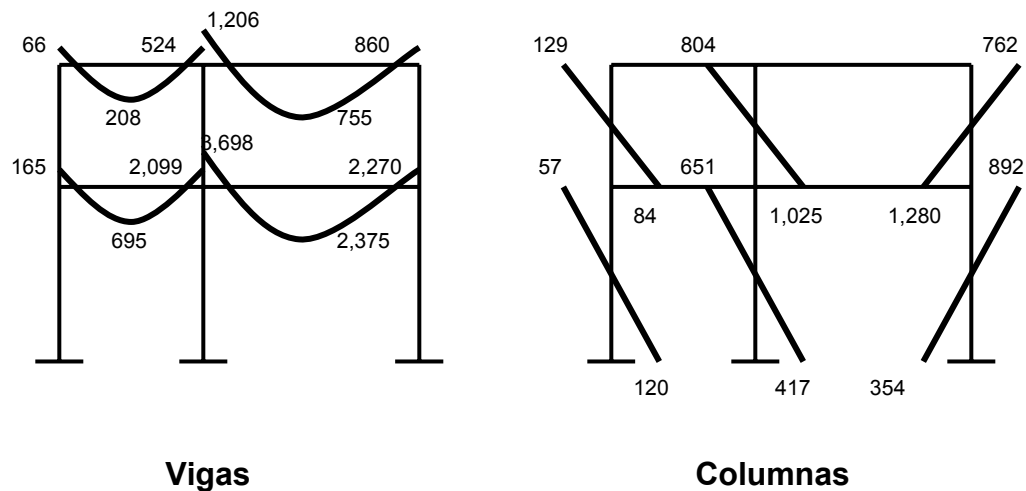
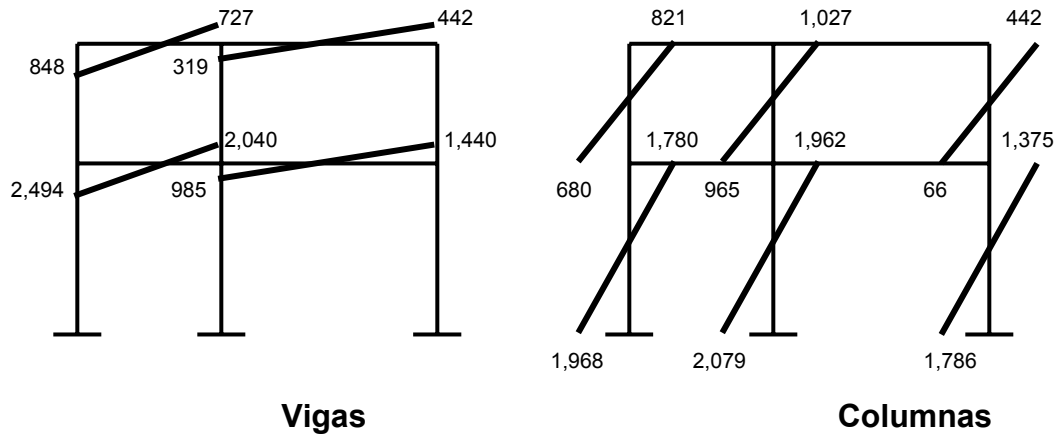


Figura 10. **Diagrama de momentos (Kg-m) –fuerza sísmica– marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y**



**Resultados de los análisis de Kani – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X**

Debido a que para el marco rígido en el sentido Y se detalló el procedimiento de análisis por el método de Kani, y éste se utiliza de la misma forma para el análisis del marco rígido en el sentido X, se muestran únicamente los resultados del análisis después de hacer la envolvente de momentos en la figura 11.

**3.2.5. Momentos últimos por envolventes de momentos**

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, la carga viva y la fuerza sísmica. Para considerar la superposición de efectos el código ACI propone las siguientes combinaciones:

- **Fórmulas utilizadas para realizar la envolvente de momentos**

**Para los momentos últimos negativos en vigas:**

$$M_{(-)} = 0.75( 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_s )$$

$$M_{(-)} = 0.75( 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.87M_s )$$

**Para los momentos de inversión en vigas:**

$$M_i = 0.90M_{CM} \pm 1.43M_s$$

**Para los momentos últimos positivos en vigas:**

$$M_{(+)} = 1.4M_{CM(+)} + 1.7M_{CV(+)}$$

**Para los momentos últimos en las columnas:**

$$M_c = 0.75( 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_s )$$

$$M_c = 0.75( 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} - 1.87M_s )$$

**Envolvente de momentos, marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y**

Vigas:  $M_{CD(-)} = 0.75((1.4*70.6)+(1.7*65.5)+(1.87*848))= 1,347 \text{ Kg-m}$

$$M_{CD(+)} = (1.4*1,125)+(1.7*208)= 1,929 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DC(-)} = 0.75((1.4*3,220)+(1.7*524)+(1.87*727))= 5,069 \text{ Kg-m}$$

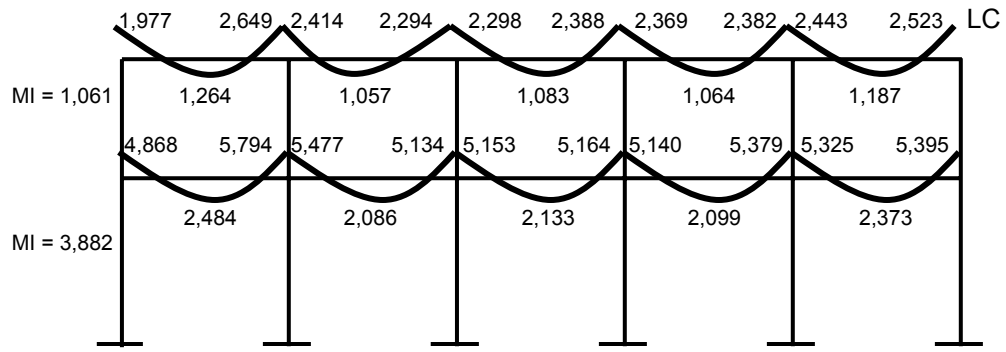
Columnas:  $M_{BC(-)} = 0.75((1.4*279.3)+(1.7*83.8)+(1.87*680))= 1,354 \text{ Kg-m}$

$$M_{CB(-)} = 0.75((1.4*395.2)+(1.7*129)+(1.87*821))= 1,731 \text{ Kg-m}$$

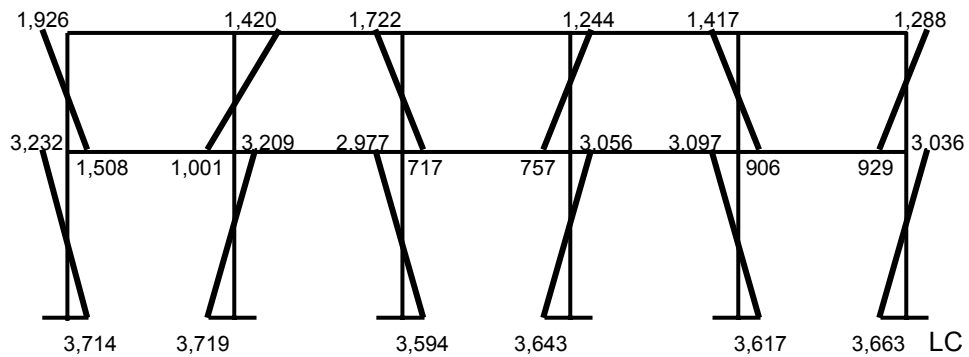
**Resultados de la envolvente de momentos en marcos típicos elásticos unidos con nudos rígidos**

Al usar las ecuaciones mostradas en el primer inciso se calculan todas las envolventes de momentos para los marcos rígidos X y Y, cuyos resultados pueden observarse en las figuras 11 y 12 respectivamente.

Figura 11. Diagrama de momentos últimos (Kg-m) – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X

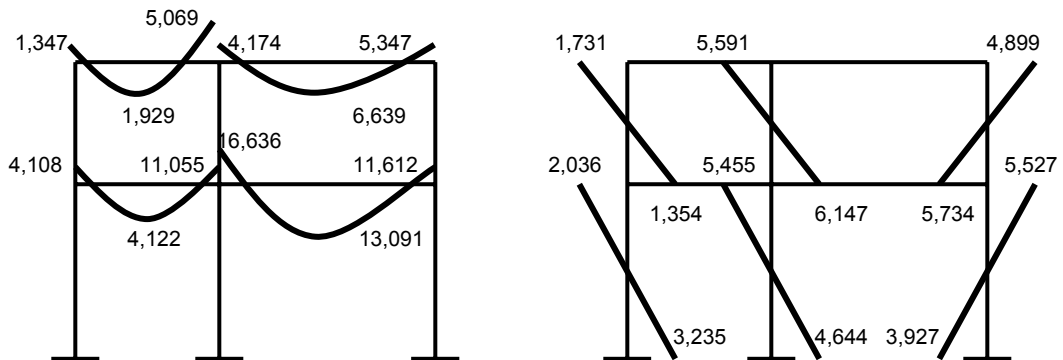


Vigas



Columnas

Figura 12. Diagrama de momentos últimos (Kg-m) – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y



Vigas

Columnas

### 3.2.6. Diagrama de corte en marcos elásticos unidos con nudos rígidos

Para calcular los cortes en los marcos se utilizan las fórmulas siguientes:

- Corte en vigas:

$$V_v = 0.75( 1.4((W_{cm} * L) / 2 + 1.7((W_{cv} * L) / 2 + 1.87((\sum Ms) / L ) ) )$$

- Corte en columnas

$$V_c = (\sum MC) / L$$

### Cortes en marcos típicos elásticos unidos con nudos rígidos

Vigas en Y: Tramo C-D =  $0.75(1.4(787 * 2.30)/2 + 1.7(132 * 2.30)/2 + 1.87(848 + 727)/2.30) = 2,104 \text{ Kg} \dots$

Columnas en Y: Tramo B-C =  $(1,354 + 1,731) / 3.00 = 1,028 \text{ Kg} \dots$

Los resultados de los cálculos realizados para obtener los cortes en los marcos típicos elásticos unidos con nudos rígidos en los sentidos X y Y, se observan en las figuras 13 y 14.

### 3.3. Diseño estructural

Diseño estructural es la actividad que se realiza, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura, esta parte de la edificación es la que se destina para soportar las cargas que se presentaran en su vida útil.



Figura 13. Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X

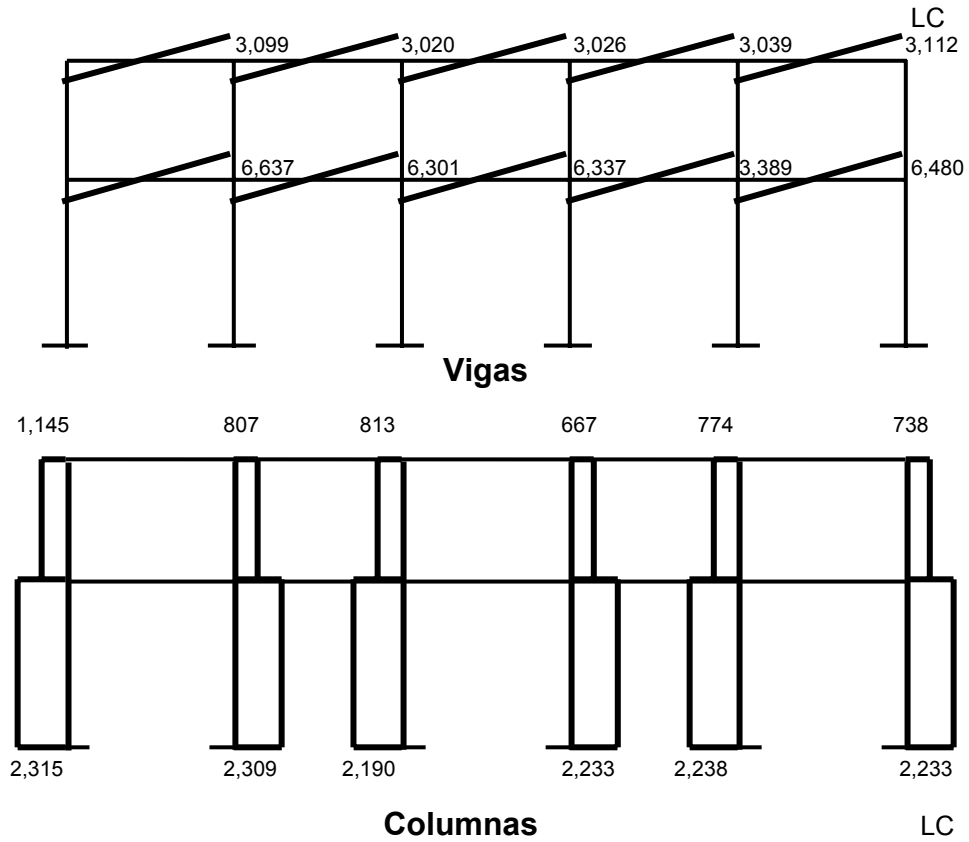
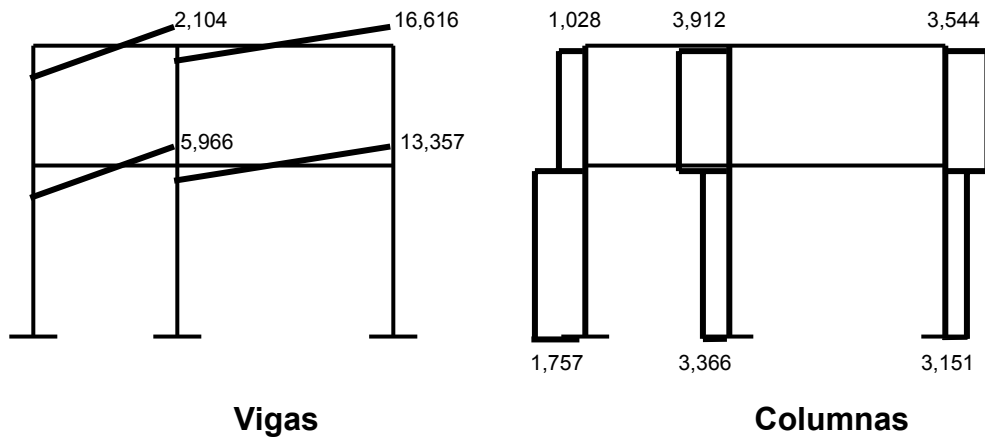


Figura 14. Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido Y



Para el diseño estructural de este edificio, se usan los siguientes datos generales:

Materiales:  $F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$   $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 $E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$   $E_c = 15,100(f'_c)^{1/2} \text{ Kg/cm}^2$   
 $W_{\text{concreto}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$   $W_{\text{suelo}} = 1,500 \text{ Kg/m}^3$   
 $W_m = 150 \text{ Kg/m}^2$

Recubrimientos: Cimentación = 0.075 m Columnas = 0.03 m  
Vigas = 0.04 m Losas = 0.025 m  
 $V_s = 15,000 \text{ Kg/m}^2$   
Las cargas aparecen en la sección 3.2.3.1, página 33.

### 3.3.1. Diseño de losa

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entrepisos para transmitir cargas verticales, o como diafragmas para transmitir cargas horizontales. Por su espesor, pueden dividirse en cascarones ( $t < 0.09$ ), planas ( $0.09 \leq t \leq 0.12$ ) y nervadas ( $t > 0.12$ ). Para diseñarlas existen varios métodos, en éste caso se utiliza el método 3 ACI descrito en la sección siguiente.

En esta sección se detalla el procedimiento seguido para el diseño de las losas del edificio de aulas, aplicado a las losas del nivel 1, el procedimiento es el siguiente. (Ver resultados en apéndice 1, figuras 32 y 33).

**Datos:** Los datos geométricos pueden observarse en la figura 15, y los datos de las cargas se encuentran en la sección 3.2.3.1 página 31.

**Espesor de la losa:** El cálculo del espesor de las losas se encuentra en la sección 3.2.1, y es el resultado  $t = 0.12$ .

**Carga última o carga de diseño:**

Losas 1 y 2:

$$CU = 1.4((2,400 \cdot 0.12) + 100) + 1.7(300) = 543.20 + 510 = \mathbf{1,053.20 \text{ Kg/m}^2}$$

Para calcular los momentos de diseño se toma una franja unitaria de 1.00 m de ancho, entonces:

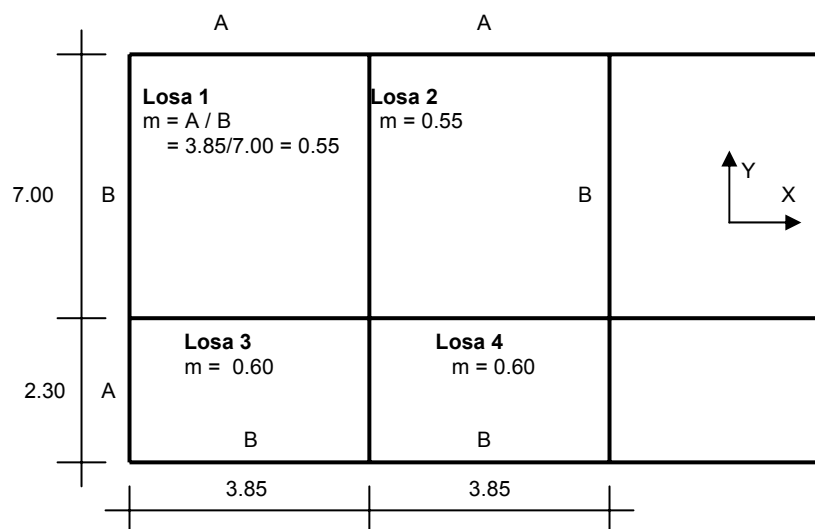
$$CU_u = 1,053.20 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = \mathbf{1,053.20 \text{ Kg/m}}$$

Losa 3 y 4:

$$CU = 1.4((2,400 \cdot 0.12) + 100) + 1.7(500) = 543.20 + 850 = \mathbf{1,393.20 \text{ Kg/m}^2}$$

$$CU_u = 1,393.20 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.00 \text{ m} = \mathbf{1,393.20 \text{ Kg/m}}$$

Figura 15. **Planta típica de distribución de losas, edificio de aulas**



**Momentos actuantes:**

Fórmulas:  $M_{(-)} = C \cdot C_{Uu} \cdot A^2$

$M_{(+)} = C \cdot C_{Uu} \cdot A^2 + C \cdot C_{VUu} \cdot A^2$

Donde: **C** Coeficiente de tablas ACI

**A** Dimensión del lado considerado de la losa

Solución: **Losa 1**

$M_{(-)Y} = 0.008(1,053.20)7.30^2 = 449.00 \text{ Kg-m}$

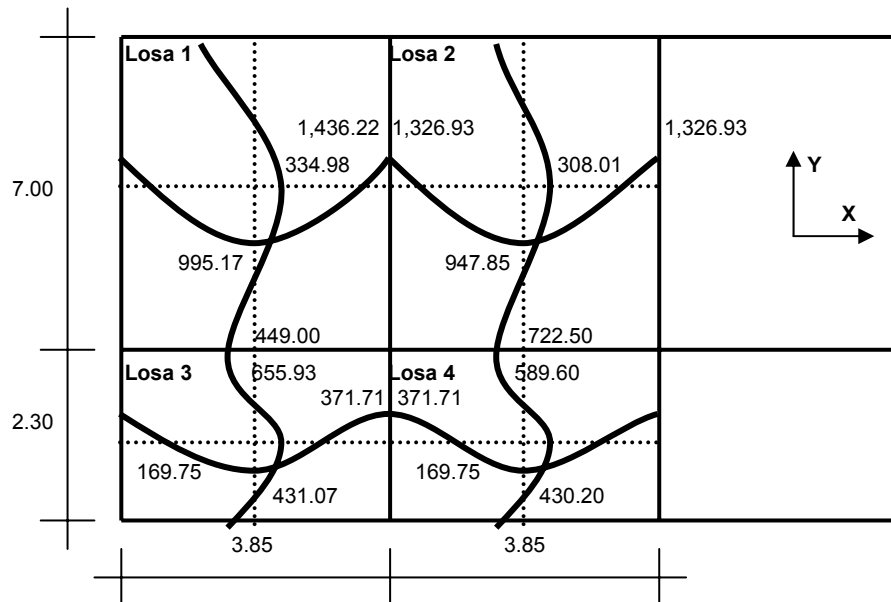
$M_{(+)Y} = 0.005(543.20)7.30^2 + 0.007(510)7.30^2 = 334.98 \text{ Kg-m}$

$M_{(-)X} = 0.092(1,053.20)3.85^2 = 1,436.22 \text{ Kg-m}$

$M_{(+)X} = 0.056(543.20)3.85^2 + 0.072(510)3.85^2 = 995.17 \text{ Kg-m}$

Siguiendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, el resultado se expresa en los datos de la figura 16.

Figura 16. **Planta de momentos actuantes en losas típicas – nivel 1**



**Balance de momentos:** cuando dos losas están unidas en un lado, y tienen momentos diferentes en ese lado, se deben balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo. Para este caso el método elegido es el siguiente:

Si  $0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} \leq M_{\text{MENOR}} \rightarrow M_B = (M_{\text{MAYOR}} + M_{\text{MENOR}})/2$

Si  $0.8 \cdot M_{\text{MAYOR}} > M_{\text{MENOR}} \rightarrow$  se balancean proporcionalmente a su rigidez

D1	D2
M1	M2
-dM*D1	+dM*D2
M <sub>B</sub>	M <sub>B</sub>

$D1 = K1 / (K1 + K2)$ ,  $K1 = 1/L1$

L = longitud de losa considerada

$dM = M1 - M2$

1 y 2 índices de  $M_{\text{MAYOR}}$  y  $M_{\text{MENOR}}$

Balance de momentos entre losas 1 Y 2:

$0.8(1,436.22) = 1,148.98 < 1,326.93$ , entonces:

$M_B = (1,436.22 + 1,326.93)/2 = 1,381.58 \text{ Kg-m}$

Balance de momentos entre losas 1 y 3:

$0.8(655.93) = 524.74 > 449.00$   $K1=1/2.3= \mathbf{0.43}$   $K2=1/7= \mathbf{0.14}$

$D1 = 0.43/(0.43+0.14) = \mathbf{0.75}$

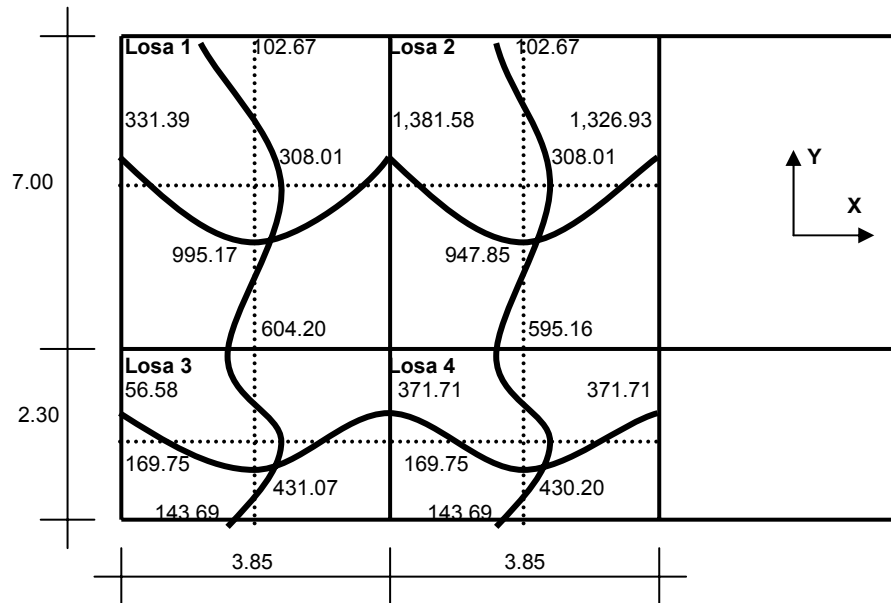
$D2 = 0.14/(0.43+0.14) = \mathbf{0.25}$

$dM = 655.93-449.00= \mathbf{206.93}$

0.25	0.75
655.93	449.00
-206.93*0.25	+206.93*0.75
<b>604.20</b>	<b>604.20</b>

Al hacer el balance de momentos en todos los puntos necesarios, pueden observarse los resultados en la figura 17. Con estos datos se puede calcular el acero de refuerzo necesario en las losas.

Figura 17. **Planta de momentos balanceados en losas típicas – nivel 1**



**Diseño del acero de refuerzo:** el refuerzo en las losas se calcula como si fuera una viga, usando el ancho unitario de 1.00 m. El procedimiento seguido es el siguiente:

- **Cálculo de límites de acero**

$$A_{S_{MIN}} = 0.4(14.1/F_y) * b * d = 0.4(14.1/2,810) * 100 * 9.5 = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{MÁX}} = \phi \left( \frac{0.003E_s * 0.85^2 f'_c}{F_y + (0.003E_s) * F_y} \right) A_g$$

$$\phi = 0.5 \text{ en zona sísmica; } \phi = 0.75 \text{ en zona no sísmica}$$

$$A_{S_{MÁX}} = 0.50 \left( \frac{0.003E_s * 0.85^2 f'_c}{F_y + (0.003E_s) * F_y} \right) (100 * 9.5) = 25.64 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de momento soportado usando  $A_{S_{MIN}}$**

$$M_{SOP} = 0.90 (A_S F_y (d - (A_S F_y / 1.7 f'_c B)))$$

$$M_{SOP} = 0.90 (1.91 * 2,810 (9.5 - (1.91 * 2,810 / 1.7 * 210 * 100)))$$

$$= 45,162.51 \text{ Kg-cm} * (1.00 \text{ m} / 100 \text{ cm}) = 451.63 \text{ Kg-m}$$

- **Cálculo de áreas de acero**

Para los momentos menores que el  $M_{SOP}$  se usa  $A_{S_{MIN}}$ ; y para los momentos mayores que el  $M_{SOP}$  se calcula el área de acero con la fórmula:

$$A_S = ( B*d - ((B*d)^2 - (M*B / 0.003825f_c))^{1/2} (0.85 f_c / F_y)$$

Los resultados pueden verse en la tabla II.

- **Cálculo del espaciamiento entre varillas de refuerzo**

El espaciamiento entre varillas se calcula con:  $S = A_v / A_s$ .

Tomando en cuenta que  $S_{MÁX} = 3t$  ó  $S_{MÁX} = 0.30$  m.

$$S_{MÁX} = 3*0.12 = 0.36 \text{ m, entonces se usa } S_{MÁX} = 0.30 \text{ m}$$

**Revisión por corte:** todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, que deben ser resistidos por los materiales de las mismas. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por tal razón, se debe verificar si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

- **Cálculo del corte máximo actuante**

$$V_{MÁX} = C U_u * L / 2 = (1,053.20 * 3.85) / 2 = 2,027.41 \text{ Kg}$$

L = lado corto, de los lados cortos de las losas se toma el mayor

- **Cálculo del corte máximo resistente**

$$V_R = 45 (f_c)^{1/2} t = 45(210)^{1/2}(12) = 7,825.34 \text{ Kg}$$

- **Comparar  $V_R$  con  $V_{MÁX}$**

Si  $V_R \geq V_{MÁX}$  el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar t

Como  $V_R > V_{MÁX}$  el espesor es el adecuado

Tabla II. **Áreas de acero requeridas en las losas típicas**

<b>Momento (M)</b>	<b>Área de acero (As)</b>	<b>No. Varilla</b>	<b>Espaciamiento (S)</b>
331.39 Kg-m	1.40 cm <sup>2</sup>	4 ó 1/2"	0.91 m
995.17 Kg-m	4.29 cm <sup>2</sup>	4 ó 1/2"	0.30 m
1381.46 Kg-m	6.05 cm <sup>2</sup>	4 ó 1/2"	0.21 m
947.85 Kg-m	4.05 cm <sup>2</sup>	4 ó 1/2"	0.31 m
1326.93 Kg-m	5.80 cm <sup>2</sup>	4 ó 1/2"	0.22 m

Se diseña con el espaciamiento menor, por lo tanto se utilizará acero No. 4 a 0.20 mt.

### **3.3.2. Diseño de vigas**

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes, y se toman de análisis estructural.

#### **3.3.2.1. Viga tipo 1**

El procedimiento seguido para diseñar las vigas, se describe a continuación, aplicado en la viga tipo 1.

**Datos:** esta viga se ubica en el marco típico elástico unido con nudos rígidos sentido X, nivel 1. Los datos, tomados del análisis estructural, se muestran en la figura 18.



En la que se incluyen los momentos positivos, negativos y de inversión, además de los cortes últimos que posteriormente se utilizan en el diseño de la viga tipo 1. (Ver tabla III).

Figura 18. Diagramas de momentos y cortes últimos en la viga 1

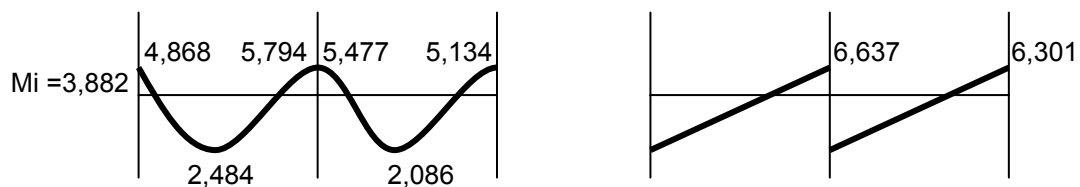


Diagrama de momento (Kg-m)

Sección = 0.30 m x 0.40 m;

Diagrama de corte (Kg)

Peralte efectivo  $d = 0.36$  m

b) **Límites de acero:** antes de diseñar el acero longitudinal en la viga, se calculan los límites dentro de los cuales debe estar éste, según los criterios siguientes:

Fórmulas:  $A_{S_{MIN}} = 14.1A_g / F_y$ ;  $A_{S_{MÁX}} = (\rho_{BAL} A_g)$ ;  $A_g = bd$

$\rho_{BAL} = \phi$   $\rho_{MÁX} = \phi ((0.003*E_s*0.85^2f'_c) / ((F_y + 0.003*E_s)*F_y))$

$\phi = 0.5$  en zona sísmica;  $\phi = 0.75$  en zona no sísmica

Solución:  $A_g = bd = 30*36 = 1,080 \text{ cm}^2$

$A_{S_{MIN}} = (14.1*1,080) / 2,810 = 5.42 \text{ cm}^2$

$A_{S_{MÁX}} = \frac{0.50*(0.003*2.1*10^6)*0.85^2*210(1,080)}{(2,810+0.003*2.1*10^6)2,810} = 20.16 \text{ cm}^2$

**Acero longitudinal:** Por medio de los momentos dados se procede a calcular las áreas de acero con la fórmula:

$$AS = (bd - ((bd)^2 - (M*b / 0.003825f'c))^{1/2} (0.85 f'c / Fy)$$

Los resultados obtenidos se observan en la tabla III, columna 2.

Luego de calcular el  $A_s$ , se procede a colocar varillas de acero de tal forma que el área de ellas supla lo solicitado en los cálculos de  $A_s$ ; esto se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

**$A_{sMIN}$  para  $M_{(-)}$ :** en la cama superior, donde actúan momentos negativos, se debe colocar, como mínimo, dos o más varillas corridas de acero, tomando el mayor de los siguientes valores:

**$A_{sMIN}$ ; 33% del  $A_S$  calculada para el  $M_{(-)}$ .**

**$A_{sMIN}$  para  $M_{(+)}$ :** en la cama inferior, donde actúan momentos positivos, se debe colocar, como mínimo, dos o más varillas corridas de acero, tomando el mayor de los siguientes valores:

**$A_{sMIN}$ ; 50% del  $A_S$  calculada para el  $M_{(+)}$ ; 50% del  $A_S$  calculada para el  $M_{(-)}$ .**

El  **$A_{sMIN}$  para  $M_{(-)}$**  y el  **$A_{sMIN}$  para  $M_{(+)}$** , que se usa para esta viga está en negrilla en los cuadros siguientes.

**AS<sub>MIN</sub> en M<sub>(-)</sub>**

5.42 cm<sup>2</sup>  
2 No. 6 = **5.74 cm<sup>2</sup>**  
33%(5.57)= 1.87 cm<sup>2</sup>

**AS<sub>MIN</sub> en M<sub>(+)</sub>**

5.42 cm<sup>2</sup>  
2No. 6 = **5.74 cm<sup>2</sup>**  
50%(2.78)= 1.39 cm<sup>2</sup>  
50%(5.57)= 2.79 cm<sup>2</sup>

Se puede observar, tanto para la cama superior, como la inferior que el AS<sub>MIN</sub> son dos varillas No. 6 con un área de 5.74 cm<sup>2</sup>, que son los valores mas altos. El resto del acero, en ambas camas, se coloca como bastones y rieles usando la formula siguiente:

**AS (de bastón o riel) = AS total – AS<sub>MIN</sub> corrido**

El resultado de este procedimiento puede observarse en la tabla III.

Tabla III. **Acero a utilizar en la viga 1**

<b>M (Kg-m)</b>	<b>AS (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>AS a usar</b>	<b>Acero en varillas</b>
4,868	5.57	AS mínimo (-)	2 No. 6
2,484	2.78	AS mínimo (+)	2 No. 6
5,794	6.69	AS mínimo (-) +1.27	2 No. 6 + 1 No.4
5,477	6.31	AS mínimo (-) +1.27	2 No. 6 + 1 No.4
2,086	2.33	AS mínimo (+)	2 No. 6
5,134	5.89	AS mínimo (-)	2 No. 6
Mi = 3,882	4.41	AS mínimo (+)	2 No. 6

**Acero transversal** (estribos): los objetivos de colocar acero transversal son: por armado, para mantener el refuerzo longitudinal en la posición deseada, y para contrarrestar los esfuerzos de corte; esto último en caso de que la sección de concreto no fuera suficiente para cumplir esta función. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- **Cálculo del corte resistente:**

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (f'_c)^{1/2} b d$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} 30 \cdot 36 = 7,050.63 \text{ Kg}$$

- **Comparar corte resistente con corte último:**

Si  $V_R \geq V_U$  la viga necesita estribos sólo por armado

Si  $V_R < V_U$  se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones:

$$V_s = V_U - V_R$$

$$U_s = V_s / b d'$$

$$S = A_v \cdot F_y / U_s \cdot b$$

$$S_{\text{MÁX}} = d / 2 \text{ usar como mínimo acero No. 3}$$

En este caso  $V_U = 6,637 \text{ Kg}$  y  $V_R = 7,050.63 \text{ Kg}$ ; Como  $V_R > V_U$  usar estribos No. 3 a  $S_{\text{MÁX}} = d / 2 = 36/2 = 18 \text{ cm}$ . El armado final de las vigas se muestra en las figuras 34 y 35.

### 3.3.2.2. Viga tipo 2, 3 y 4

Para el diseño de las vigas 2, 3 y 4 se sigue el procedimiento descrito anteriormente para la viga 1; los resultados se observan en la tabla IV.

Tabla IV. **Cálculo de vigas, edificio de aulas**

Viga	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
	Momento	AS	Refuerzo	Cortes	Refuerzo
1	3,882	4.41	2 No. 6	VU = 6,637 VR = 7,051	Estribos No. 3, 2 a.c. 0.09 en extremos, resto a.c. 0.18
	4,868	5.57	2 No. 6		
	2,484	2.78	2 No. 6		
	5,794	6.69	2No.6+ 1 No.4		
	5,477	6.30	2No.6+ 1 No.4		
	2,086	2.33	2 No. 6		
<b>Sección 0.30*0.40</b>	5,134	5.89	2 No. 6		
2	3,909	4.44	2 No. 6	VU = 5,966 VR = 7,051	Estribos No. 3, 2 a.c. 0.09 en extremos, resto a.c. 0.18
	4,108	4.67	2 No. 6		
	4,122	4.69	2 No. 6		
	11,055	13.46	2No. 6+3 No.6		
	16,636	21.70	2No.6+ 5 No.6		
	13,091	16.31	2No.6+ 4 No.6		
<b>Sección 0.30*0.40</b>	11,612	14.23	2No.6+ 3 No.6		
3	1,601	1.78	2 No. 6	VU = 3,099 VR = 7,051	Estribos No. 3, 2 a.c. 0.09 en extremos, resto a.c. 0.18
	1,977	2.20	2 No. 6		
	1,264	1.40	2 No. 6		
	2,649	2.97	2 No. 6		
	2,414	2.70	2 No. 6		
	1,507	1.68	2 No. 6		
<b>Sección 0.30*0.40</b>	2,294	2.57	2 No. 6		
4	1,276	1.42	2 No. 6	VU = 2,104 VR = 7,051	Estribos No. 3, 2 a.c. 0.09 en extremos, resto a.c. 0.18
	1,347	1.50	2 No. 6		
	1,929	2.15	2 No. 6		
	5,069	5.81	2 No. 6		
	4,174	4.75	2 No. 6		
	6,639	7.72	2 No.6+1 No.6		
<b>Sección 0.30*0.40</b>	5,347	6.15	2No.6 +1 No.4		

### 3.3.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural. Para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en extremos de ésta.

Para este caso, se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del edificio de aulas, y se aplica en la columna del nivel 2.

### 3.3.3.1. Columna típica nivel 2

**Datos:** Son obtenidos del análisis estructural. Los valores del corte y los momentos son críticos, ya que se diseñan con los datos mayores.

Sección = 0.30\*0.30 m      Lu = Longitud de la columna = 3.00 m

Mx = 1,926 Kg-m              My = 3,194 Kg-m      Vc = corte último = 3,912 Kg

**Determinación de carga axial:**

- **Cálculo de carga axial:  $CU = 1.4CM + 1.7CV$**

$$CU = 1.4((0.12*2,400) + 90) + 1.7(100) = 1.4(378) + 1.7(100) \\ = 529.20 + 170 = \mathbf{699.20 \text{ Kg/m}^2}$$

- **Cálculo del factor de carga última:**

$$F_{cu} = CU / (CV + CM) = 699.20 / (378 + 100) = \mathbf{1.46}$$

- **Cálculo de la carga axial:  $P_U = (A_{LOSAS}CU) + (P_{VIGAS}F_{CU})$**

$$P_U = (17.90*699.20) + (0.3*0.4*8.20*2,400*1.46) = \mathbf{15,963.62 \text{ Kg}}$$

$A_{LOSAS} = 17.90 \text{ m}^2$ , tomado por áreas tributarias, (ver figura 1, página 29).

**Clasificar la columna por su esbeltez (E):** Una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud. Por el valor de su esbeltez (E), las columnas se clasifican en cortas ( $E < 21$ ), intermedias ( $21 \leq E \leq 100$ ) y largas ( $E > 100$ ). El objetivo de clasificar las columnas es para ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del análisis estructural; si son intermedias se deben magnificar los momentos actuantes, y si son largas no se construyen.

La esbeltez de la columna en el sentido X se calcula con:

- Cálculo de coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas ( $\Psi$ ):

Extremo superior:

$$\Psi_A = (\sum E_M \bar{I}/2) / (\sum E_M \bar{I}/2)$$

$E_M$  (como todo el marco es del mismo material) = 1

$\bar{I}$  = La inercia se toma del análisis estructural, página 40.

$$\Psi_A = 0.29/(0.23+0.29+0.23+0.29) = \mathbf{0.28}$$

Extremo inferior:

$$\Psi_B = (0.29+0.23)/(0.23+0.29+0.23+0.29) = \mathbf{0.50}$$

Promedio:

$$\Psi_P = (\Psi_A + \Psi_B) / 2 = (0.28 + 0.50)/2 = \mathbf{0.39}$$

- Cálculo de coeficiente K:  $K = ((20 - \Psi_P)/20)(1 + \Psi_P)^{1/2}$  para  $\Psi_P < 2$

$$K = 0.9 (1 + \Psi_P)^{1/2} \quad \text{para } \Psi_P \geq 2$$

Entonces se utiliza  $K = ((20 - \Psi_P)/20)(1 + \Psi_P)^{1/2}$

$$K = ((20-0.39)/20)(1+0.39)^{1/2} = \mathbf{1.15}$$

- Cálculo de la esbeltez de la columna:

$E = KLu / \sigma$ , donde  $\sigma = 0.30$  (Lado menor para columnas rectangulares)

$$E = (1.15*3.00) / (0.30*0.30) = \mathbf{38.33}$$

El cálculo de la esbeltez de esta columna, en el sentido Y, se resume a continuación:

$$\Psi_A = 0.29/(0.34+1.03) = \mathbf{0.21};$$

$$\Psi_B = (0.29+0.23)/(0.34+1.03) = \mathbf{0.38};$$

$$\Psi_P = (0.21+0.38)/2 = \mathbf{0.30}$$

$$K = ((20-0.30)/20)(1+0.30)^{1/2} = \mathbf{1.12}$$

$$E = (1.12*3.00) / (0.30*0.30) = \mathbf{37.33}$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto se deben magnificar los momentos actuantes.

### **Magnificación de momentos:**

Cuando se hace un análisis estructural de segundo orden, en el cual se toman en cuenta las rigideces reales, los efectos de las deflexiones, los efectos de la duración de la carga y cuyo factor principal a incluir es el momento debido a las deflexiones laterales de los miembros, se pueden diseñar las columnas utilizando directamente los momentos calculados.

Por otro lado, si se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de desplazamientos laterales de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Para este caso, esa modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de momentos:



## Sentido X

- **Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:**

$$\beta d = CM_u / CU = 529.2/699.2 = 0.76 \text{ (Ver, cálculo de carga axial en la página 65)}$$

- **Cálculo del EI total del material:**

$$E\bar{I} = (Ec * \bar{I}_g / 2.5) / (1 + \beta d); Ec = 15,000(f'c)^{1/2}; \bar{I}_g = (1/12) bh^3$$

$$E\bar{I} = ((15,100 * 210^{1/2})(30^4/12)/2.5)/(1+0.76) = 3.36 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 336 \text{ T-m}^2$$

- **Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:**

$$P_{cr} = \pi^2(E\bar{I}) / (KL_u)^2 = \pi^2(336) / (1.15 * 3.00)^2 = 278.61 \text{ T}$$

- **Cálculo del magnificador de momento:**

$$\delta = \frac{1}{1 - (P_u / \Phi P_{cr})} \geq 1$$

$\Phi = 0.70$  si se usan estribos

$\Phi = 0.75$  si se usan zunchos

$$\delta = 1/(1 - (15.96/0.70 * 278.61)) = 1.09$$

- **Cálculo de momentos de diseño:  $M_d = \delta * M_u$**

$$M_{dx} = 1.09 (1,926) = 2,099.34 \text{ Kg-m}$$

## Sentido Y

$$\beta d = 529.2/699.2 = 0.76$$

$$E\bar{I} = ((15,100 * 210^{1/2})(30^4/12)/2.5)/(1+0.76) = 3.36 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 336 \text{ T-m}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2(336) / (1.12 * 3.00)^2 = 293.74 \text{ T}; \delta = 1/(1 - (15.96/0.70 * 293.74)) = 1.08$$

$$M_{dy} = 1.08 (3,194) = 3,449.52 \text{ Kg-m}$$

### **Acero longitudinal:**

Para calcular el acero longitudinal de las columnas existen varios métodos; los que se aplican según el tipo de cargas a las que está sometida la columna. Existen columnas sometidas a carga axial, carga axial y momento uniaxial, carga axial y momento biaxial, y carga axial y momento triaxial.

Para este caso, todas las columnas son del tipo carga axial y momento biaxial. El diseño exacto de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados. Uno de estos es el de BRESLER. Este método sencillo ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

- **Cálculo de límites de acero:** según el ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites  $1\% A_g \leq A_s \leq 6\% A_g$   
 $A_{S_{MIN}} = 0.01 (30 \times 30) = 9 \text{ cm}^2$                        $A_{S_{MÁX}} = 0.06 (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$
- **Se propone un armado,** se aconseja iniciar con un valor cerca de  $A_{S_{MIN}}$   
**Armado propuesto:** 4 No. 6 =  $4(2.87) = 11.48 \text{ cm}^2$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas (Ver figura 43). Los valores a utilizar en los diagramas son:

- **Valor de la grafica:**  $\gamma = h_{NUCLEO} / h_{COLUMNA} = (0.30 - (2 \times 0.03)) / 0.30 = 0.80$

- **Valor de la curva:**

$$\rho_t \mu = ASF_y / 0.85f'_c A_g = (11.48*2,810)/(0.85*(30*30)210) = \mathbf{0.20}$$

- **Excentricidades:**  $e_x = M_{dx} / P_u = 2,099.34/15,963.62 = \mathbf{0.13}$   
 $e_y = M_{dy} / P_u = 3,449.52/15,963.62 = \mathbf{0.22}$

- Al conocer las excentricidades **se calcula el valor de las diagonales**

$$e_x / h_x = 0.13/0.30 = \mathbf{0.44} \qquad e_y / h_y = 0.22/0.30 = \mathbf{0.74}$$

Con los datos obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes **Kx** y **Ky**, estos son: **Kx = 0.40** y **Ky = 0.20**.

Por último se calculan las cargas:

- **Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex:**

$$P'_{ux} = K_x * \Phi * f'_c * b * h = 0.40 * 0.70 * 210 * 30 * 30 = \mathbf{52,920 \text{ Kg}}$$

- **Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey:**

$$P'_{uy} = K_y * \Phi * f'_c * b * h = 0.20 * 0.70 * 210 * 30 * 30 = \mathbf{26,460 \text{ Kg}}$$

- **Carga axial de resistencia de la columna:**

$$P'_o = \Phi(0.85 f'_c (A_g - AS) + ASF_y) = 0.70(0.85 * 210(900 - 11.48) + (11.48 * 2,810)) \\ = \mathbf{133,602 \text{ Kg}}$$

- **Carga de resistencia de la columna:**

$$P'_u = \frac{1}{(1/P'_{ux} + 1/P'_{uy} - 1/P'_o)} = 1/(1/52,920 + 1/26,460 - 1/133,602) \\ = \mathbf{20,323 \text{ Kg}}$$

Como  $P'u > P_u$  el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

### **Acero transversal (estribos):**

Después de calcular el acero longitudinal de las columnas, es necesario proveer refuerzo transversal por medio de estribos y/o zunchos para resistir los esfuerzos de corte y/o por armado. Por otro lado, en zonas sísmicas, como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas. Esto se logra por medio del confinamiento del refuerzo transversal en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el refuerzo de ruptura del concreto, que además permite una deformación unitaria mayor del elemento.

El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

- **Refuerzo por corte:**

Se calcula el corte resistente:

$$V_R = 0.85 * 0.53 (f'_c)^{1/2} b d = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} (30 * 27) = 5,287.98 \text{ Kg}$$

Comparar  $V_R$  con  $V_u$ , con los siguientes criterios:

Si  $V_R \geq V_u$  se colocan estribos a  $S = d/2$

Si  $V_R < V_u$  se diseñan los estribos por corte

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la No. 3, en este caso  $V_R > V_u$ , se colocan estribos a  $S = d/2 = 27/2 = 13.5 \text{ cm}$

- **Refuerzo por confinamiento:**

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones, que para este caso es la marcada con negrilla y subrayada:

<b>Lo =</b>	$Lu / 6 = 3.00/6 = \underline{\underline{0.50 \text{ m}}}$ Lado mayor de la columna = 0.30 m 0.45 m
-------------	---

Luego se calcula la relación volumétrica:

$$\rho_s = 0.45 ((A_g/A_{ch}) - 1)(0.85f'_c/F_y); \quad \rho_s \geq 0.12(f'_c/F_y)$$

$$\rho_s = 0.45 ((30^2/24^2) - 1)(0.85 \cdot 210/2,810) = \underline{\underline{0.01608}}$$

Y por último el espaciamiento entre estribos en la zona confinada es:

$$S_1 = 2A_v / \rho_s L_n = (2 \cdot 0.71)/(0.01608 \cdot 24) = \underline{\underline{3.68 \text{ cm}}}$$

Los resultados del diseño de la columna típica, ubicada en el nivel 1, se encuentran en la tabla V.

### 3.3.4. Diseño de cimientos

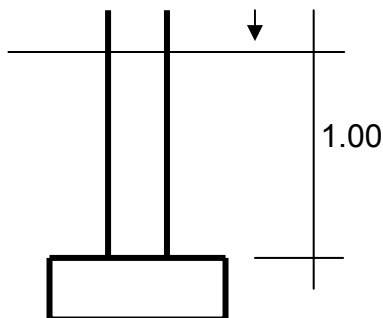
Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; estos a su vez transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicaran, las condiciones del suelo y el costo de la misma. Para el presente proyecto se utilizarán dos tipos de zapatas y el cimiento corrido bajo los muros de mampostería, (ver la figura 30).

Tabla V. Cálculo de columnas, edificio de aulas

Columna	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal		
	Cargas	Refuerzo	Cortes	Confinar	Refuerzo
<b>1 – Nivel 2</b> <b>Sección = 0.30 X 0.30</b>  <b>Lu = 3.00</b>	Mx = 1,926 My = 3,194 Pu = 15,963.62 Mdx = 2,099.34 Mdy = 3,449.52 P'u = 20,323.00	<b>4 No. 6</b>	Vux = 1,145 Vuy = 3,912 VR = 5,288	Lo = 0.50 S1 = 0.0368	Estribos No. 3: 19 a.c. 0.035 en extremos, resto a 0.135
<b>1 – Nivel 1</b> <b>Sección = 0.30 X 0.30</b>  <b>Lu = 3.00</b>	Mx = 3,719 My = 5,527 Pu = 34,810.12 Mdx = 4,075.28 Mdy = 5,572.80 P'u = 49,173.80	<b>8 No. 7</b>	Vux = 2,315 Vuy = 3,366 VR = 5,288	Lo = 0.50 S1 = 0.0368	Estribos No. 3: 19 a.c. 0.035 en extremos, resto a 0.135

### 3.3.4.1. Zapata tipo 1

**Datos:** Son obtenidos del análisis estructural y de estudios del suelo realizados en el lugar. Los valores de los momentos últimos en columnas son los críticos, ya que se diseñan con los datos mayores (ver figuras 11 y 12 de la página 50). Los datos a utilizarse para el diseño de esta zapata son los siguientes:



$M_x = 3,719 \text{ Kg-m}$   
 $M_y = 4,644 \text{ Kg-m}$   
 $P_u = \text{carga última } 34,810.12 \text{ Kg}$   
 $V_s = \text{valor soporte del suelo} = 15 \text{ T/m}^2$   
 $P_{\text{suelo}} = 1.4 \text{ T/m}^3$        $P_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^3$   
 $F_{cu} = 1.50$  (se obtiene igual que en las columnas)

**Datos de zapata:** la losa de la zapata debe dimensionarse para soportar las cargas aplicadas y las reacciones inducidas. En este inciso se calcula el área de dicha losa; los cálculos a efectuar son:

- **Cálculo de cargas de trabajo:**  $P' = Pu/Fcu = 34,810/1.50 = 23,206.75 \text{ Kg}$   
 $M'x = Mx/Fcu = 3,719/1.5 = 2,479.33 \text{ Kg-m}$   
 $M'y = My/Fcu = 4,644 /1.5 = 3,096.00 \text{ Kg-m}$

- **Predimensionamiento del área de la zapata:**

$$Az = 1.5P' / Vs = (1.5*23,206.75)/15,000 = 2.32 \text{ m}^2$$

Se propone usar las dimensiones aproximadas  $Az = 1.50*1.50 = 2.25 \text{ m}^2$

- **Revisión 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, ejerce una presión cuyo valor se define por la fórmula:

$$q = P/Az \pm M'x /Sx \pm M'y/Sy$$

Donde  $S = (1/6)bh^2$ ; además se debe tomar en cuenta que  $q$  no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte del suelo ( $Vs$ ). Para la zapata 1 se tiene:

$$Sx = Sy = (1/6)1.5*1.5^2 = 0.56 \text{ mt}^3$$

$$P = P' + P_{\text{COLUMNA}} + P_{\text{SUELO}} + P_{\text{CIMIENTO}}$$

$$= 23.21 + (4.00*0.30^2*2.4) + (2.25*1.00*1.4) + (2.25*0.30*2.4) = 28.84 \text{ T}$$

$$q = 28.84/2.32 \pm 2.47/0.56 \pm 3.09/0.56$$

$$q_{\text{MÁX}} = 22.36 \text{ T/m}^2 \quad \text{no cumple, excede el } Vs$$

$$q_{\text{MÍN}} = 2.50 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, sólo existen compresiones}$$

Como la presión máxima sobre el suelo excede el  $Vs$ , se debe aumentar el área, es decir, se hace otro predimensionamiento, hasta que cumpla.

- **Segundo predimensionamiento:** Área propuesta  $A_z = 2.00 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$

$$S_x = S_y = (1/6)2.00 \times 2.00^2 = 1.33 \text{ m}^3$$

$$P = 23.21 + (4.00 \times 0.30^2 \times 2.4) + (4.00 \times 1.00 \times 1.4) + (4.00 \times 0.30 \times 2.4) = 32.55 \text{ T}$$

$$q = 32.55/4.00 \pm 2.47/1.33 \pm 3.09/1.33$$

$$q_{\text{MÁX}} = 12.32 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, no excede el } V_s$$

$$q_{\text{MÍN}} = 3.96 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, sólo compresiones}$$

**Presión última:** como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida en forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión última usando el criterio:

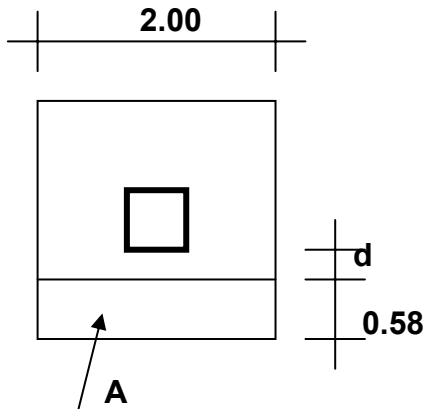
$$q_u = q_{\text{MÁX}} \times F_{cu} = 12.32 \times 1.50 = 18.50 \text{ T/m}^2$$

**Espesor de zapata:** dimensionada el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor de 0.075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0.15 m. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

Al considerar lo anterior, se asume  $t = 0.35 \text{ m}$ . Luego se hacen las revisiones siguientes:

- **Chequeo de corte simple:** la falla de la zapatas por esfuerzo cortante ocurre a una distancia igual a  $d$  (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, esto se hace de la forma indicada a continuación:





$$d = t - \text{Recubrimiento} - \Phi/2$$

$$= 35 - 7.5 - (1.91/2) = 27 \text{ cm}$$

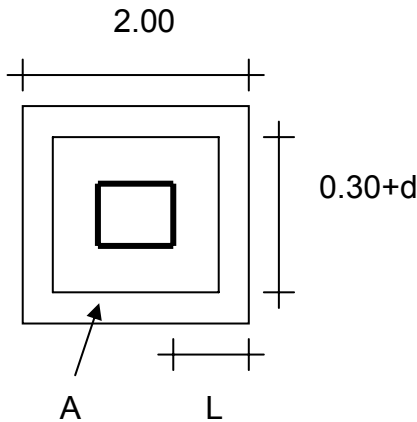
$$V_{act} = A \cdot q_u = 0.58 \cdot 2 \cdot 18.50 = 21.46 \text{ T}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 (f'_c)^{1/2} b d$$

$$= 0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} (200 \cdot 27) / 1000 = 35.25 \text{ T}$$

**$V_{act} < V_R$  si cumple**

- **Revisión de corte punzonante:** la columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a  $d/2$  del perímetro de la columna. La revisión que se realiza es:



$$V_{act} = A \cdot q_u = (2.00^2 - 0.57^2) 18.50 = 67.99 \text{ T}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 1.06 (f'_c)^{1/2} b d$$

$$= 0.85 \cdot 1.06 (210)^{1/2} ((57 \cdot 4) \cdot 27) / 1000 = 80.38 \text{ T}$$

**$V_{act} < V_R$  si chequea**

**Diseño de refuerzo:** el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos:

- **Momento último:** éste se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:  

$$M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 18.50 \cdot 0.85^2 / 2 = 6.68 \text{ Ton-m}$$
 donde  $L$  es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

- **Área de acero:** el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = ( B*d - ((Bd)^2 - (M*b / 0.003825f'c))^{1/2} (0.85 f'c / F_y); A_{sMIN} = 0.002Bd$$

$$A_s = 9.63 \text{ cm}^2; A_{sMIN} = 0.002*100*27 = 5.40 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por:  $S = A_v / A_s$ ;

donde  $S < 0.45 \text{ m}$ . Si se usa varilla No. 6 se tiene  $S = 2.87/9.63 = 0.30 \text{ m}$ .

Por seguridad se usará un  $S = 0.25$ .

### 3.3.4.2. Zapata tipo 2

Para el diseño de la zapata 2 se usan los criterios descritos para diseñar la zapata 1, los resultados se pueden ver en la tabla VI.

Tabla VI. **Diseño de zapata 2, edificio de aulas**

Zapata	Datos	Az / t/ qu	Corte	Refuerzo
2	Mx = 3,594.00 My = 3,235.00 Pu = 9,314.91 Fcu = 1.50	Az = 1.50*1.50 t = 0.35 qu = 19,850	SIMPLE Vact = 23,026 VR = 26,439.88  PUNZONANTE Vact = 38,210 VR = 80,370	Mu = 3,573 ASMIN= 5.4 cm <sup>2</sup> S = 0.25 No. 6 @ 0.25 en ambos sentidos

### 3.4. Planos constructivos

Después de realizar los procedimientos descritos en las secciones anteriores, es necesario plasmar los resultados en planos. Estos son representaciones gráficas que detallan todas las partes y los trabajos a realizar en el proyecto. Sirven para presupuestar, contratar y construir los diferentes elementos del mismo. Los planos elaborados para el edificio de aulas se presentan en el apéndice 1.

### 3.5. Elaboración del presupuesto

El presupuesto es un documento que debe incluirse en el diseño de todo proyecto de ingeniería, ya que da a conocer al propietario si el mismo es rentable, posible y conveniente en su ejecución. Existen varias formas de realizar un presupuesto, que varían de acuerdo al uso que se le dé. Para el proyecto que se está diseñando, se elaboró un presupuesto desglosado por renglones de trabajo:

**Desglose del proyecto por renglones de trabajo:** aquí se separan cada uno de los componentes por unidades de ejecución y se enumeran por renglones, se trata de ordenarlos según la secuencia lógica de ejecución.

**Cuantificación de los renglones de trabajo:** ya desglosado el proyecto, se procede a asignarle a cada renglón una unidad de medida, luego se calculan todas las cantidades de trabajo de cada renglón.

**Precio unitario:** el precio por unidad de medida o unidad de pago se saca por medio de la integración del costo directo y el costo indirecto, para calcular cada uno de estos costos se hizo lo siguiente:

- **Costo directo:** en este costo se incluyeron los precios de los materiales y mano de obra necesaria en cada unidad de ejecución, precios que fueron tomados de los que imperan en el lugar de ejecución del proyecto.
- **Costo indirecto:** el costo indirecto se valorizó como un porcentaje del costo directo, porcentaje que se basa en la experiencia en obras similares, y cuyo valor oscila entre el 30% y el 45% según del renglón considerado.

**Costo total por renglón:** el costo total de cada renglón se obtiene al multiplicar los valores obtenidos en los incisos anteriores, es decir, se multiplica la cantidad de trabajo por el precio unitario en cada renglón.

**Costo total del proyecto:** para este costo se hace la sumatoria de todos los costos totales por renglones del proyecto.

El resultado del proceso descrito del presupuesto por renglones para el edificio de aulas diseñado en este capítulo, aparece en la tabla VII.

Tabla VII. Presupuesto – edificio de aulas

<b>Presupuesto por renglones</b>				
<b>Renglón</b>	<b>U</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U</b>	<b>Total</b>
<b>Edificio de aulas</b>				
<b>Trabajos preliminares</b>				
limpieza y chapeo	Global	1.00	400.00	400.00
nivelación del terreno	Global	1.00	800.00	800.00
<b>Cimentación</b>				
excavación estructural	M <sup>3</sup>	121.54	30.00	3,646.20
relleno estructural	M <sup>3</sup>	92.16	28.50	2,626.56
Cimiento corrido	MI	285.95	134.12	38,351.61
zapata 1	u	40	2,215.03	88,601.20
zapata 2	u	20	1,271.41	25,428.20
<b>Muros</b>				
levantado de block de 0,19	Mt <sup>2</sup>	800.00	137.66	110,128.00
levantado de block de 0,10	Mt <sup>2</sup>	50.00	135.71	6,785.50
solera tipo A	MI	421.15	70.32	29,615.27
solera tipo U	MI	117.15	44.56	5,220.21
<b>Columnas</b>				
Columnas C1	MI	228.00	339.66	77,442.48
Pin	MI	125.40	102.56	12,861.02
<b>Vigas</b>				
viga 1	MI	199.80	329.40	65,814.12
viga 2	MI	188.00	354.41	66,629.08
viga 3	MI	24.00	329.40	79,05.60
<b>Losas</b>				
	M <sup>2</sup>	596.67	371.19	221,477.94
<b>Acabados</b>				
Repello	M <sup>2</sup>	1,832.92	39.48	72,363.68
Cernido	M <sup>2</sup>	1,832.92	42.45	77,807.45
Azulejo	M <sup>2</sup>	63.00	110.65	6,970.95
Pintura	M <sup>2</sup>	1,832.92	7.05	12,922.09
Impermeabilización de losa de techos	M <sup>2</sup>	672.00	65.12	23,600.64
Piso	M <sup>2</sup>	589.00	115.00	67,735.00
<b>Puertas</b>				
puerta 1	U	10.00	900.00	9,000.00
puerta 2	U	4.00	750.00	3,000.00
Portón	U	1.00	4,000.00	4,000.00
<b>Ventanas con balcones</b>				
	M <sup>2</sup>	116.76	550.00	64,218.00
<b>Instalación eléctrica</b>				
	Global	1.00	27,734.97	27,734.97
<b>Instalación de Agua potable</b>				
	Global	1.00	3,084.75	3,084.75
<b>Instalación de drenajes</b>				
Drenajes de aguas negras	Global	1.00	9,789.57	9,789.57

<b>Renglón</b>	<b>u</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U</b>	<b>Total</b>
Drenajes de aguas pluviales	Global	1.00	569.24	569.24
Fosa séptica	Global	1.00	8,000.00	8,000.00
Pozo de absorción	Global	1.00	5,000.00	5,000.00
<b>Artefactos sanitarios</b>				
Inodoros	U	10.00	660.00	660.00
Lavamanos	U	10.00	407.00	407.00
Mingitorios	U	4.00	880.00	880.00
Pila	U	1.00	285.00	285.00
<b>Pavimento para el patio</b>	M <sup>2</sup>	410.00	61.25	25,111.90
<b>Suma total de edificio de aulas</b>				<b>Q 1,199,116.19</b>
<b>Módulo de escaleras</b>				
<b>Estructura</b>				
Solera hidrófuga	MI	30.6	70.32	2,151.79
Viga de amarre	MI	25.2	70.32	1,772.06
Solera intermedia	MI	30.6	70.32	2,151.75
Levantado de block de 0.20	Mt <sup>2</sup>	75.60	137.66	10,407.09
Escaleras	Global	1.00	13,471.04	13,471.04
Pin	MI	12.00	102.56	1,230.72
<b>Acabados</b>				
Repello	Mt <sup>2</sup>	75.60	39.48	2,984.69
Cernido	Mt <sup>2</sup>	75.60	42.45	3,209.22
Pintura	Mt <sup>2</sup>	75.60	7.05	532.98
Piso	Mt <sup>2</sup>	50.00	115.00	5,750.00
<b>Suma total del módulo de escaleras</b>				<b>Q 43,661.34</b>
<b>Total</b>				<b>Q 1,242,777.53</b>
<b>Imprevistos 5%</b>				<b>Q 62,138.88</b>
<b>Total</b>				<b>Q 1,304,916.41</b>



## **4. DISEÑO DEL SALÓN DE USOS MÚLTIPLES**

### **4.1. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico se refiere a darle la forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el salón. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos, principalmente para este caso, la Sección de Diseño y Desarrollo de Edificios del INFOM y las Normas de Planificación Para Viviendas del FHA.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador y/o propietario. Para el caso del salón de usos múltiples se necesita un escenario, dos vestidores y el área restante para el público.

Los resultados del diseño arquitectónico, sobre la base de los criterios de la Sección de Diseño y Desarrollo de Edificios del INFOM, las Normas de planificación para viviendas del FHA, el propietario y el diseñador, se presentan en el apéndice 2, figura 38.

#### **4.1.1. Ubicación del edificio en el terreno**

El edificio del salón de usos múltiples abarca todo el terreno, para aprovechar al máximo el área disponible para su construcción.



#### **4.1.2. Distribución de ambientes**

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hace del modo tradicional, por ser ésta la que más se ajusta a las necesidades existentes y al espacio disponible.

#### **4.1.3. Alturas del edificio**

El edificio tendrá un nivel por razones de seguridad y economía. La altura será de 4.00 m en todos los ambientes y se deja con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

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

En la elección del sistema estructural influyen los factores de desempeño, 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.

Para este caso, se ha elegido el sistema estructural básico de cajón con una cubierta de lámina de zinc sobre una estructura de madera y muros de mampostería reforzada con hierro grado 40.

### **4.2. Plantas típicas**

Consiste en determinar las características de la edificación. La mampostería a utilizar será de 19 x 19 x 39 centímetros, con un  $f'm = 80 \text{ Kg/cm}^2$ , el acero para el refuerzo será de grado 40 ( $f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$ ). El valor soporte para el suelo es de  $15 \text{ ton/m}^2$ . (Ver apéndice 2, figura 38).

### **4.3. Diseño de estructura de techos**

#### **Consideraciones generales:**

Cuando se desea construir un techo sobre un edificio que no tiene soportes intermedios, es más económico recurrir a un sistema estructural conformado por varios elementos, que a uno conformado con vigas simplemente soportadas. La configuración estructural que se usa para este propósito se denomina armadura de techo. Por lo tanto, una armadura es una configuración estructural de elementos generalmente soportada sólo en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados unos a otros. De esta manera los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro son únicamente axiales; de tensión o compresión. Un triángulo es el único polígono cuya forma es incapaz de modificarse geométricamente sin cambiar la longitud de uno o más de sus lados; en consecuencia una armadura está compuesta esencialmente de un sistema de triángulos. Teóricamente se supone que en los miembros que se unen en las juntas no existe fricción alguna. Esta condición no existe realmente en la práctica, puesto que siempre que sea posible los miembros de una junta se arreglan de tal modo que sus ejes se intersecten en un punto común, ninguno de los esfuerzos en los miembros puede causar momento respecto a este punto. Por esta razón los esfuerzos son axiales, de tensión o de compresión y son iguales a lo largo de los miembros.

Las armaduras pueden ser de cuerdas paralelas o de dos aguas. El tipo de armadura de techo seleccionada para un edificio determinado, depende en gran parte de la pendiente requerida del techo y de las condiciones de iluminación. Las armaduras simples pueden ser divididas en dos tipos o clases, basado en la manera de apoyo de las mismas.

- **Primer tipo.** Se utiliza para el presente proyecto, abarca las armaduras que están apoyadas o soportadas en los muros de mampostería u otro material que forma la pared, el cual resiste la fuerza lateral sin el uso de arriostramiento.
- **Segundo tipo.** Se emplea cuando la armadura está apoyada en columnas de acero. La construcción de estas columnas no ayuda y no ofrece considerable resistencia a las fuerzas laterales.

En general, una armadura está compuesta por las cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma. La cuerda superior consta de la línea de miembros más alta que se extiende de un apoyo a otro pasando por la cubierta. Para armaduras triangulares, el esfuerzo máximo en la cuerda superior ocurre generalmente, en el miembro contiguo al apoyo. La cuerda inferior de una armadura está compuesta por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro. Como en la cuerda superior, el esfuerzo máximo en la cuerda inferior de las armaduras triangulares se establece en el miembro adyacente al apoyo.

Los miembros que unen las juntas de las cuerdas superior e inferior son los miembros del alma, y según sus posiciones se llaman verticales y diagonales. Con base al tipo de los esfuerzos, los miembros a compresión de una armadura se llaman puntales, mientras que aquellos miembros que están sometidos a esfuerzos de tensión se llaman tirantes. La junta en el apoyo de una armadura triangular se llama junta de talón, y la junta en el pico más alto se llama cumbre. Los puntos donde se unen los miembros del alma a las cuerdas reciben el nombre de nudos.

Un panel es aquella porción de una armadura que se encuentra comprendida entre dos juntas consecutivas de la cuerda superior. La viga que va de una armadura a otra, y descansa en la cuerda superior, se llama larguero de techo. La porción comprendida entre dos armaduras se conoce como tablero o tramo. Puesto que los largueros del techo se extienden de armadura a armadura, la longitud del tablero corresponde a la longitud de un larguero del techo. El número de paneles en la cuerda superior se determina por el claro permisible de los materiales que soportan al techo y la longitud de la cuerda superior entre los puntos del panel. También hay que tomar en cuenta el tipo de la cubierta del techo, si es lámina galvanizada o perfil diez, y sus longitudes en el mercado para poder utilizarlas de la forma más económica posible.

Los largueros o costaneras son vigas que cubren el claro entre las armaduras para transmitirles las cargas que provienen de la cubierta del techo. Se colocan con separaciones de 0.60 a 1.50 metros o mayores, según el material de cubierta. También se diseñan como vigas libremente apoyadas, continuas o en voladizo. Todo buen diseñador sabe que el diseño no solo consiste en proporcionar una sección estructural y obtener esfuerzos seguros. Algunos de los aspectos igualmente importantes de un diseño exitoso son la economía global y la facilidad de construcción. En efecto; un análisis complejo se hace inútil si los cálculos no se pueden traducir a estructuras exitosas. Esto puede suceder cuando una estructura queda representada por un conjunto de dibujos no muy bien detallados.

Para el presente proyecto, se diseña y construye una armadura tipo Howe, considerándola muy económica. A esto se suma la necesidad del aprovechamiento de los ilimitados recursos forestales de la región, y por las deficientes vías de comunicación, que no permiten el acceso a vehículos y maquinaria para la utilización de otro tipo de estructuras.

### **Consideraciones generales para el uso de la madera:**

La madera es un material de estructura muy compleja, formado por distintas clases de materias; unas que constituyen su estructura y las otras que se encuentran en distintas proporciones y concentraciones según su especie. La materia que forma esta estructura de hidratos de carbono es: la celulosa y la hemicelulosa. Existe otra, que es el material aglutinante o cementante de las anteriores, combinación química compleja, la lignina. Existen otras sustancias que subsisten después de la combustión completa de la madera, formadas por compuestos minerales de calcio, potasio, manganeso, (óxido de calcio, carbonato de potasio, etc.), y que constituyen la ceniza.

Los otros son compuestos y materiales solubles en distintos líquidos como el agua, el alcohol, el bencol, el éter y el cloroformo; que son principalmente aceites esenciales, grasas, ácidos orgánicos, gomas y resinas. Además, contiene ciertas sustancias nitrogenadas más o menos tóxicas, estas últimas son las que proporcionan a la madera, según su especie, la durabilidad natural. Ésta es la durabilidad de la madera es su resistencia al decaimiento y depende de diversos factores, entre los que se pueden citar el medio ambiente, la especie y los tratamientos especiales.

### **El medio:**

Por medio se entiende, en este caso, a un conjunto de factores que rodean a una estructura de madera. Entre éstos se pueden citar el grado de humedad, la temperatura y la cantidad de la luz que sea recibida.

El grado de humedad, no sólo favorece dentro de ciertos límites la propagación de hongos y de insectos, sino que prepara la estructura al ataque, ya que produce cambios químicos (descomposición orgánica) y al introducirse en los intersticios celulares, arrastra esporas, organismos y demás material nocivo.

El clima si es severo, también favorece la descomposición orgánica del material, además, completa la creación del medio adecuado para la propagación de organismos. La cantidad de luz es determinante, sobre todo su falta, ya que favorece la propagación de hongos.

#### 4.3.1. Diseño de las costaneras

Se asume una sección de **5"x 4" ≈ 12 cm x 10 cm**

Separación de costaneras **1.25 m**

Ancho útil de láminas  $0.80 - 0.10 =$  **0.70 m**

Longitud útil de láminas **L – 0.20 metros**

La madera a utilizar será ciprés con una compresión paralela de 70 Kg/cm<sup>2</sup> y una tensión perpendicular de 160 Kg /cm<sup>2</sup>. Los esfuerzos básicos para maderas guatemaltecas se presentan en la tabla X.

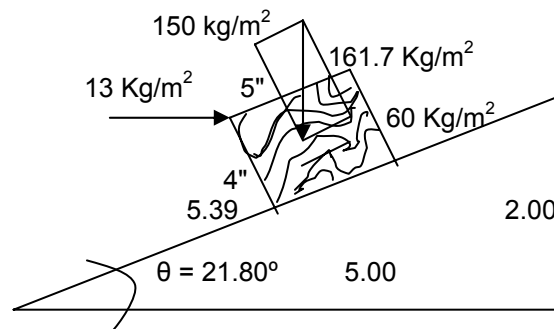
#### Integración de cargas

Carga viva	100 Kg/cm <sup>2</sup>
Lámina + % traslapes	9 Kg/cm <sup>2</sup>
Peso propio $0.125 \cdot 0.10 \cdot 500$	6.25 Kg/cm <sup>2</sup>
Viento Horizontal 13 Kg/cm <sup>2</sup>	
Viento en proyección normal $13 \text{ sen}\theta$	<u>4.83 Kg/cm<sup>2</sup></u>
Carga total en costaneras	<b>120.08 Kg/cm<sup>2</sup></b>

### Diseño

$120 \text{ Kg/cm}^2 * 1.25 \text{ m} =$	<b>150 Kg/m</b>
$150 \text{ Kg/m} * (5.39/5.00) =$	<b>161.70 Kg/m</b>
$150 \tan \theta =$	<b>60 Kg/m</b>
Carga perpendicular = $\mathbf{W}^\perp = 161.70 \text{ sen } \theta =$	<b>60 Kg/m</b>
Carga normal = $\mathbf{Wn} = 161.70 \text{ cos } \theta =$	<b>150 Kg/m</b>
Corte perpendicular = $\mathbf{V}^\perp = (60 * 2.5) / 2 =$	<b>75 Kg</b>
Momento perpendicular = $\mathbf{M}^\perp = (60 * 2.5^2) / 8 =$	<b>46.88 Kg-m</b>
Corte normal = $\mathbf{Vn} = (150 * 2.5) / 2 =$	<b>187.5 Kg</b>
Momento normal = $\mathbf{Mn} = (150 * 2.5^2) / 8 =$	<b>117.19 Kg-m</b>

Figura 19. Cargas actuantes en la costanera



### Diseño de la sección

$$3/2 * V_{M\acute{A}X} \leq 8.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo permisible)}$$

$$A = (1.5 * 187.5) / 8.5 = 33.09 \text{ cm}^2 \rightarrow \sqrt{33.09} = 5.75 \text{ cm}$$

Se emplea una sección de **5" x 4" = 12.5 x 10 cm**

### Revisión de flexión

$$S_n = \text{módulo de sección normal a la pieza} = 1/6 * b h^2 = 1/6 * 12.5 * 10^2 = 208.33 \text{ cm}^3$$

$$S^\perp = \text{módulo de sección perpendicular a la pieza} = 1/6 * h b^2 = 1/6 * 10 * 12.5^2 \\ = 260.42 \text{ cm}^3$$

→ Esfuerzo flexión actuante ≤ Esfuerzo permisible

$$\frac{M_n}{S_n} + \frac{M^\perp}{S^\perp} \leq 102 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo permisible)}$$

$$\frac{M_n}{S_n} + \frac{M^\perp}{S^\perp}$$

$$\frac{11,719}{208.33} + \frac{4,688}{260.42} = 74.25 \leq 102, \text{ Área aceptable}$$

$$208.33 \quad 260.42$$

### Chequeo a deflexión

$$D = \frac{5}{384} * \frac{W L^4}{E I}$$

Donde: W = Carga

L = Longitud de la costanera

E = Módulo de elasticidad

I = Inercia de la sección

$$\text{Deflexión máxima permisible} = L/200 = 250/200 = \mathbf{1.25 \text{ cm}}$$

$$I_n = \text{Inercia normal} = 1/12 b h^3 = 1/12 * 12.5 * 10^3 = \mathbf{1,041.67 \text{ cm}^4}$$

$$I^\perp = \text{Inercia perpendicular} = 1/12 h b^3 = 1/12 * 10 * 12.5^3 = \mathbf{1,627.60 \text{ cm}^4}$$

$$D_n = \text{deflexión normal} = \frac{5}{384} * \frac{(160/100) * 250^4}{0.88 * 10^5 * 1,041.67} = \mathbf{0.89 \text{ cm}}$$

$$D^\perp = \text{deflexión perpendicular} = \frac{5}{384} * \frac{(60/100) * 250^4}{0.88 * 10^5 * 1,627.60} = \mathbf{0.21 \text{ cm}}$$

### Deflexión resultante (D<sub>R</sub>)

$$D_R = \sqrt{(D_n^2 + D^\perp{}^2)}$$

$$D_R = \sqrt{(0.89^2 + 0.21^2)} = \mathbf{0.91 \text{ cm} < 1.25 \text{ cm Deflexión aceptable}$$

Los resultados del diseño de las costaneras se presentan en el apéndice 2, figura 41.



### 4.3.2. Diseño de la armadura de madera

Se dan a continuación las siguientes especificaciones:

Inclinación del 22 % de pendiente (dos aguas)

Recomendaciones de espaciamiento entre armaduras:

Claros > 9 metros \_\_\_\_\_ 3.65 metros

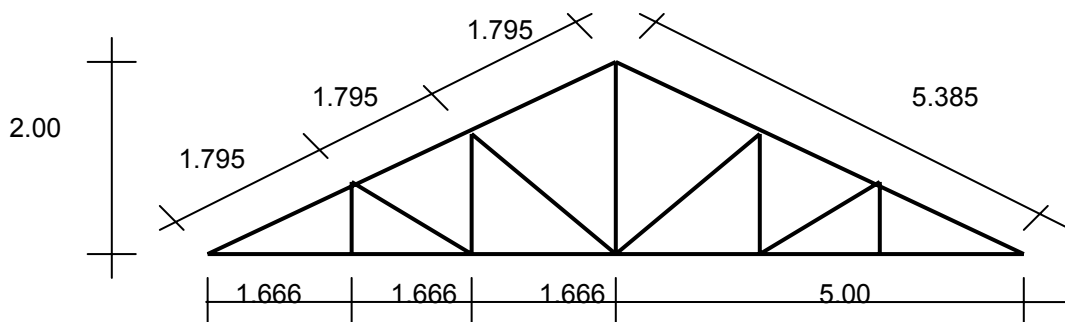
> 10 metros \_\_\_\_\_ 5.18 metros

máximo \_\_\_\_\_ 7.00 metros

Por simetría se colocan 11 armaduras a cada 2.5 metros, pues se tienen las siguientes ventajas:

- Por menos área tributaria, se reducen las cargas y consecuentemente se necesita menor sección en los miembros.
- Por rigidez en el armado no se instala contraventeo.
- Cada armadura es soportada en sus extremos en las zonas donde se colocan los refuerzos de mampostería.

Figura 20. **Perfil de la armadura**



## Cargas de la armadura

Previo a la determinación de las cargas, se presentan las siguientes consideraciones:

- Se utiliza para el traslape de la cubierta de lámina 0.20 m en el sentido longitudinal y 0.10 m en el sentido transversal de cada lámina.
- Para la carga de viento, que actúa horizontalmente, se calcula la presión normal por componentes, tomando en cuenta la presión dinámica ( $\text{kg/m}^2$ ) sobre una estructura:  
 **$q = 0.0624 V^2$** ; donde  $V$  = velocidad máxima en metros por segundo.  
Lo anterior es el resultado de diferentes investigaciones realizadas por reconocidas organizaciones como la Asociación Americana de Ingenieros Civiles y otras, como la tabla VIII, con valores para Guatemala de registros de vientos promedio y máximos.
- Para el peso propio de la armadura, por pie o metro cuadrado, se consultan tablas donde se realizan comparaciones de pesos reales de armaduras que involucran claros, espaciamientos y capacidad total.
- En la cuerda inferior de la armadura se soporta el cielo falso que oculta totalmente a la misma, por lo que también está considerada la carga.

Antes de diseñar los miembros de una armadura se necesita que ésta se analice para los diferentes tipos de cargas que puedan presentarse. El procedimiento recomendado por la Sociedad Americana de ingenieros Civiles ASCE, estima que las presiones de viento se traducen en succiones en el lado a sotavento de las armaduras de techo y quizás, así mismo, en los lados a barlovento de acuerdo a sus pendientes.

Tabla VIII. Valores para Guatemala de registros de vientos

Zona	Máximas ráfagas	Prom. anual km/h
Norte	31 nudos/h -57.46 km/h	9.7
Capital	32 nudos/h -59.31 km/h	9.1
Sur	35 nudos/h -64.87 km/h	17.4
Oriente	29 nudos/h -53.75 km/h	10.2
Occidente	31 nudos/h -57.46 km/h	19.0

Por razones de tipo económico, y por condiciones que no son propicias para la utilización de otros materiales de construcción, se utiliza madera de ciprés para el diseño y construcción de la estructura.

**Integración de cargas:**

Al calcular la carga de viento:  $q = 0.0624 V^2 = 0.0624 * 15.96^2 = 15.90 \text{ Kg/m}^2$

$V = 57.46 \text{ km/h} = 15.96 \text{ m/s}$

**Carga muerta**

Lámina galvanizada	1.50 lb/pie <sup>2</sup>	7.34 Kg/cm <sup>2</sup>
Larguero o costanera	2.00 lb/pie <sup>2</sup>	9.79 Kg/cm <sup>2</sup>
Peso propio de la armadura	2.50 lb/pie <sup>2</sup>	12.23 Kg/cm <sup>2</sup>
Sobre peso de reglilla	1.50 lb/pie <sup>2</sup>	7.34 Kg/cm <sup>2</sup>
Carga de viento	<u>3.25 lb/pie<sup>2</sup></u>	<u>15.90 Kg/cm<sup>2</sup></u>
<b>Total</b>	<b>10.75 lb/pie<sup>2</sup></b>	<b>52.60 Kg/cm<sup>2</sup></b>

**Carga viva:** 20.43 lb/pie<sup>2</sup> 100.00 Kg/cm<sup>2</sup>

**Carga viva + carga muerta:** 31.18 lb/pie<sup>2</sup> 152.60 Kg/cm<sup>2</sup> ≈ 150 Kg/cm<sup>2</sup>

## Análisis estructural

Los tres tipos de análisis más usados son:

- Método de nudos
- Método gráfico o diagrama de Maxwell
- Método de secciones

Para el proyecto se utiliza el método de nudos, que es estrictamente analítico, basado en el equilibrio de la armadura (de sus nudos). Este método se realiza haciendo cuerpo libre en cada nudo consecutivo, en el cual no intervienen más de dos incógnitas para poder aplicar las ecuaciones de estática:  $F_v = 0$ ;  $F_h = 0$ ;  $M = 0$

### Área tributaria por nudo

Cuerda superior:  $2.50 \text{ m} \times 1.795 \text{ m} = 4.4875 \text{ m}^2$

$4.4875 \text{ m}^2 \times 150 \text{ Kg/m}^2 = 673.13 \text{ Kg}$

Conservadoramente se aplica 700.00 Kg, sobre cada panel o nudo.

Figura 21. Área tributaria de los nudos en planta

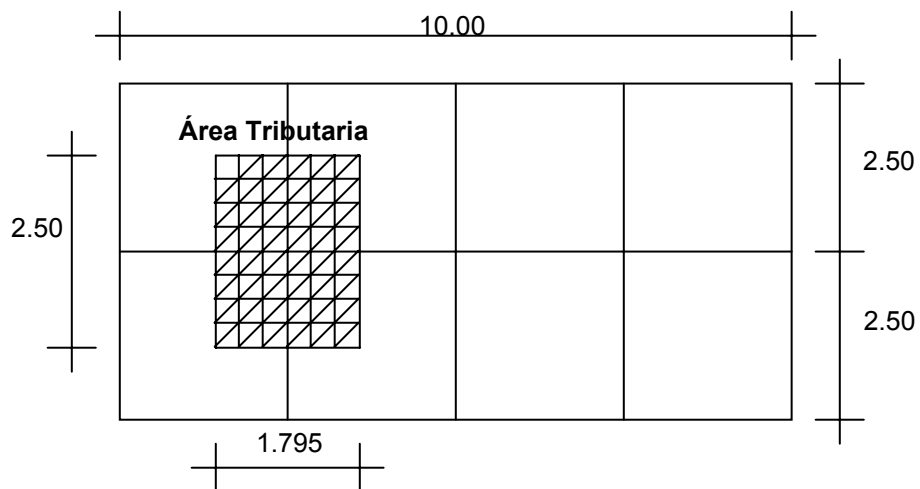
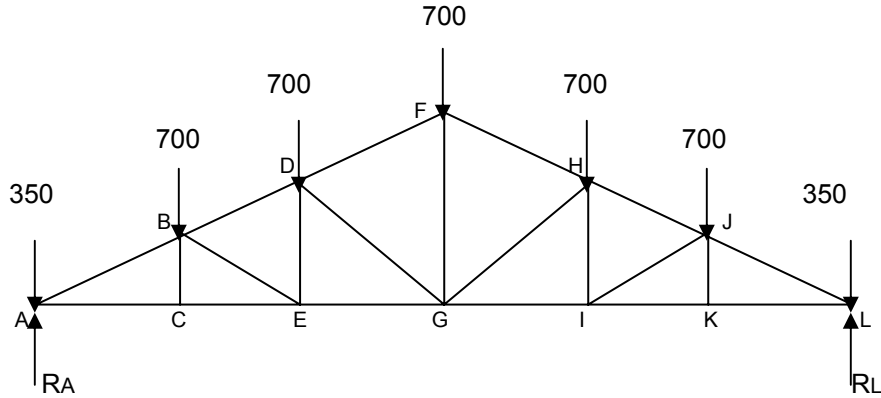


Figura 22. **Distribución de la cargas en la armadura**



**Reacciones**

$$\sum M_A = 0 \leftarrow \oplus$$

$$-700 \cdot 1.66 - 700 \cdot 3.33 - 700 \cdot 5.00 - 700 \cdot 6.66 - 700 \cdot 8.33 - 350 \cdot 10 + R_L \cdot 10 = 0$$

$$R_L = 2,098.60 \text{ Kg } \uparrow$$

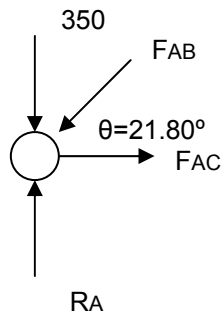
$$+\uparrow \sum F_v = 0$$

$$R_A + R_L - 4,200 = 0$$

$$R_A = 2,100 \text{ Kg} = R_L \text{ Por simetría de cargas}$$

**Fuerzas internas**

Diagrama de cuerpo libre (DCL), Nudo A



$$+\uparrow \sum F_v = 0$$

$$2,100 - 350 - F_{AB} \cdot \sin \theta = 0$$

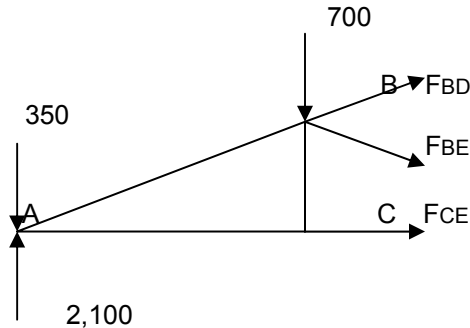
$$F_{AB} = 4,712.10 \text{ Kg / C}$$

$$+\rightarrow \sum F_h = 0$$

$$F_{AC} - F_{AB} \cdot \cos \theta = 0$$

$$F_{AC} = 4,375.09 \text{ Kg } \rightarrow \text{ C}$$

Diagrama de cuerpo libre (DCL) en Nudo B



$$\sum M_B = 0 \quad \leftarrow \oplus$$

$$350 \cdot 1.66 - 2,100 \cdot 1.66 + F_{CE} \cdot 0.66 = 4,401.52 \text{ Kg} \rightarrow T$$

Para el análisis del resto de nudos y elementos se sigue el procedimiento descrito anteriormente; los resultados se observan en la siguiente tabla.

Tabla IX. **Fuerzas internas resultantes del diseño de la estructura**

$F_{AB} = F_{JL}$	4,712.10 Kg, C
$F_{AC} = F_{KL}$	4,375.09 Kg, T
$F_{BD} = F_{HJ}$	3,778.11 Kg, C
$F_{BC} = F_{JK}$	0
$F_{BE} = F_{IJ}$	939.63 Kg, C
$F_{CE} = F_{KI}$	4,401.52 Kg, T
$F_{DF} = F_{FH}$	2,830.97 Kg, C
$F_{DG} = F_{HG}$	1,118.30 Kg, C
$F_{DE} = F_{HI}$	348.95 Kg, T
$F_{EG} = F_{IG}$	3,507.89, Kg, T
$F_{FG} =$	1,402.75 Kg, T

**Definición de miembros a tensión:**

Un miembro simple en tensión, es un miembro recto, sujeto en sus extremos a dos fuerzas que tratan de estirarlo. Es un miembro eficiente y económico, porque utiliza toda el área del material de manera efectiva, y trabaja al esfuerzo uniforme máximo. Para elementos de acero en tensión la fórmula para determinar su área es  **$A_s = P \text{ máx} / 0.60 F_y$** .

Si la carga que actúa sobre un miembro en tensión es axial, esto es que coincide con su eje centroidal longitudinal, puede suponerse que la distribución de esfuerzos en el miembro es uniforme y se define mediante la conocida fórmula  $f = P / A$ . Para elementos de madera en tensión la fórmula para calcular su área es  $f = P / A$ , donde  $f$  es el esfuerzo unitario de tensión,  $P$  es la carga total y  $A$  es el área de la sección transversal.

### **Definición de miembro a compresión**

Cuando una fuerza tiende a comprimir o acortar un miembro, se dice que los esfuerzos producidos son de compresión. La diferencia que existe entre los miembros a tensión y los sujetos a compresión es que, en los primeros, la tensión tiende a mantener recta la pieza, y en los segundos, tiende a pandearlos fuera del plano de las cargas. Mientras más largo es el miembro sometido a esfuerzos de compresión, con la misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandear y disminuye en su capacidad de carga. La tendencia de un miembro al pandeo se mide indiferentemente por su relación de esbeltez, que ha sido definida como la relación entre la longitud del elemento y su menor radio de giro. La tendencia al pandeo se ve afectada por factores como tipo de conexiones de extremos, excentricidades en la aplicación de la carga, imperfecciones del material, etc.

### **4.3.3. Diseño de los miembros de madera de la armadura**

Los esfuerzos que deben usarse en el diseño de los diferentes miembros de la armadura se dan en la tabla IX. Nótese que algunos miembros están a compresión y que otros están a tensión. Los miembros a compresión se diseñan como columnas, recordando que su longitud es un factor importante, mientras que ésta no lo es en el diseño de miembros a tensión.

La fórmula que debe usarse en el diseño de las columnas de madera se sección transversal rectangular, como la recomienda la National Lumber Manufacturers Association, es:

$$\frac{P}{A} = \frac{0.3 \times E}{(l/d)^2}$$

Donde: P = carga total axial en la columna, en lb.

A = área de la sección transversal de la columna, en pulg<sup>2</sup>

P/A = esfuerzo unitario permisible, en lb / pulg<sup>2</sup>

E = módulo de elasticidad de la madera, en lb / pulg<sup>2</sup>

l = longitud sin apoyo en la columna, en pulg.

d = dimensión del lado menor, en pulg.

Esta fórmula da **P / A**, el esfuerzo unitario permisible de compresión, pero el esfuerzo unitario no deberá exceder nunca a **c**, el esfuerzo unitario permisible de compresión paralela a la veta.

### **Cálculos:**

Con los datos de la tabla IX, el mayor esfuerzo de compresión paralela a la veta es de 4,712.10 Kg, y de la tabla X de las propiedades físicas y mecánicas de algunas maderas guatemaltecas, determinadas por medio de ensayos de laboratorio, se obtienen los resultados siguientes:

$$f = P / A; f = 70 \text{ Kg/cm}^2, P = 4,712.10 \text{ Kg} \rightarrow A = 4,712.10/70 = \mathbf{67.32 \text{ cm}^2}$$

Con una sección de 4" x 5", el área efectiva es de 3" x 4", equivalente a 77.42 cm<sup>2</sup> (3\*2.54\*4\*2.54) > 67.32 cm<sup>2</sup>. Revisa.

En la tabla IX, aparece el mayor valor de tensión paralela que es 4,401.52 Kg, por lo tanto, de la tabla X, se calcula la sección a utilizar.

$f = P / A; f = 160 \text{ Kg/cm}^2, P = 4,401.52 \text{ Kg} \rightarrow A = 4,401.52/160 = \mathbf{27.51 \text{ cm}^2}$ ; por simetría de armadura se usa 4"x 5".



Para los miembros de acero a tensión, se emplea la fórmula correspondiente y se encuentra el área de acero necesario.

$$AS = P \text{ máx} / 0.6 Fy, \text{ donde } Fy = 2,810 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$AS = F_{FG} / 0.6 Fy = 1,402.75 / (0.6 \cdot 2810) = 0.83 \text{ cm}^2;$$

$$A = \pi D^2 / 4 \rightarrow D = 1.03 \text{ cm.}$$

El diámetro es de 1.03 cm, para fines constructivos se utiliza varilla lisa de 1", con platina, roldana y tuerca en los extremos, para evitar que se incruste en las caras de la madera a presión. Como tratamiento especial para proteger la armadura, se selecciona madera seca y se le aplica pentaclorofenol para incrementar artificialmente la vida útil y para disminuir el costo de mantenimiento y reparación. Los resultados del diseño de los miembros de la armadura se presentan en el apéndice 2, figura 41.

Tabla X. **Esfuerzos básicos para maderas guatemaltecas aplicables a madera verde o poco sazonada y a la madera seca al aire**

Especie	Peso seco aparente gr/cm <sup>3</sup>	Flexión estática kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de elastic. kg/cm <sup>2</sup>	Comp. parale kg/cm <sup>2</sup>	Comp. perp. kg/cm <sup>2</sup>	Ten. parale kg/cm <sup>2</sup>	Ten. perp kg/cm <sup>2</sup>	Corte parale Kg/cm <sup>2</sup>	Clivaje kg/cm <sup>2</sup>	Dureza kg	Extr clav kg
Ciprés	0.51	160	0.75*10 <sup>5</sup> <b>0.88*10<sup>5</sup></b>	70	23	160	7	7	8	225 321	19
Pino	0.50	120	0.80*10 <sup>5</sup> <b>0.94*10<sup>5</sup></b>	70	30	190	8	10	15	230 285	-
Caoba	0.48	160	0.70*10 <sup>5</sup> <b>0.89*10<sup>5</sup></b>	70	45	125	7	10	16	265 312	30
Canoj	0.65	130	1.00*10 <sup>5</sup> <b>1.00*10<sup>5</sup></b>	70	20	100	10	10	19	200 249	-
Cedro	0.43	95	0.46*10 <sup>5</sup> <b>0.51*10<sup>5</sup></b>	40	35	80	10	7	16	180 227	19
Cenice-ro	0.61	130	0.72*10 <sup>5</sup> <b>0.84*10<sup>5</sup></b>	65	45	100	10	10	11	350 471	30
Cona-caste	0.42	95	0.56*10 <sup>5</sup> <b>0.56*10<sup>5</sup></b>	35	20	90	10	7	9	195 228	9
Chichi-que	0.72	245	1.38*10 <sup>5</sup> <b>1.53*10<sup>5</sup></b>	120	60	235	7	9	12	450 597	-
Chichi-pate	0.72	210	1.20*10 <sup>5</sup> <b>1.48*10<sup>5</sup></b>	105	55	160	10	15	25	730 1044	55
Palo volador	0.62	165	1.05*10 <sup>5</sup> <b>1.23*10<sup>5</sup></b>	75	35	155	10	11	24	430 615	50

#### 4.4. Diseño de estructuras en mampostería

Para el diseño de los muros se procedió a utilizar el método simplificado de diseño en muros de mampostería. Este asume que sólo los muros paralelos a la dirección del sismo contribuyen a la resistencia, desprecia la contribución de los muros transversales a la dirección de la fuerza aplicada. Es necesario calcular:

La rigidez de cada muro en la dirección del sismo.

El centro de corte de muros.

El centro de masa.

La carga lateral y su distribución.

La distribución del momento de volteo.

#### Cálculo de la rigidez

En el cálculo de rigidez hay que tomar en cuenta el tipo de techo, pues existen diferentes fórmulas para hacerlo. Para calcular la rigidez en un techo de losa se consideran las paredes doblemente empotradas; y para un techo de lámina se consideran en voladizo. Además la rigidez se calcula en forma diferente cuando el muro tiene puertas y/o ventanas. La forma de calcular la rigidez en este caso es la siguiente:

- Se calcula la rigidez total del muro por medio de la fórmula indicada según el caso; sea techo de losa o lámina.
- Se encuentra la rigidez equivalente, como si se tratara de resistencias eléctricas.

Fórmula:  $R_{PARALELO} = R_{EQ} = R_1 + R_2 + \dots + R_N$

$R_{SERIE} = R_{EQ} = 1/(1/R_1 + 1/R_2 + \dots + 1/R_N)$

Donde:  $R_1, R_2, \dots, R_N$  tienen un valor igual a la rigidez total calculada.

### **El centro de corte de muros**

Al tener el valor de la rigidez de cada uno de los muros se procede a calcular el centro de corte de muros; se toma como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido. Las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E$$

$$Y_{cc} = (\sum Y_i * R) / R * E$$

Nota: las sumatorias se efectúan tomando en cuenta los muros correspondientes a cada sentido.

### **Cálculo del centro de masa**

Éste se calcula para todos los muros y sirve para calcular la excentricidad de las fuerzas que actúan en la estructura.

### **Carga lateral y su distribución**

Las cargas laterales son las que corren en el sentido paralelo a la superficie terrestre y pueden ser de dos tipos:

- Por sismo
- Por viento

Las cargas por sismo son las que se integran para edificios de concreto y/o mampostería. La integración y su distribución puede hacerse por el método de Stanford para Guatemala, por el de SEAOC o cualquier otro método conocido.

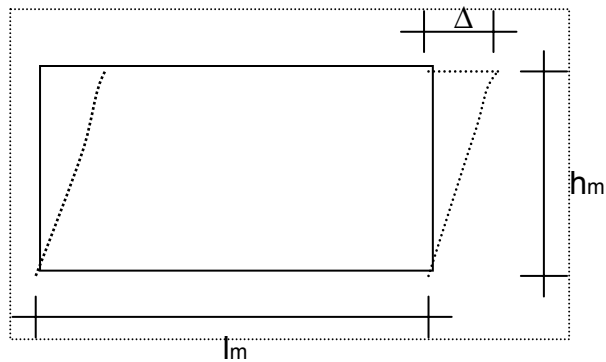
### **El momento de volteo total y para cada muro**

Con el valor de la carga total de la estructura y su altura (o una promedio) se calcula el momento de volteo total (Mv), luego se distribuye este momento en cada muro.

**Diseño:**

- **Cálculo de la rigidez en muros:** debido a que la cubierta es de lámina galvanizada, los muros se consideran en voladizo.

Figura 23. **Elevación típica del muro de mampostería**



Fórmulas:  $\Delta = (P * (4*a^3 + 3 * a)) / E*t_m$

$R = t_m / (4 * a^3 + 3*a)$

$a = h_m / l_m$

Dónde: P = carga lateral

R = rigidez

t<sub>m</sub> = espesor del muro

h<sub>m</sub> = altura del muro

l<sub>m</sub> = longitud del muro

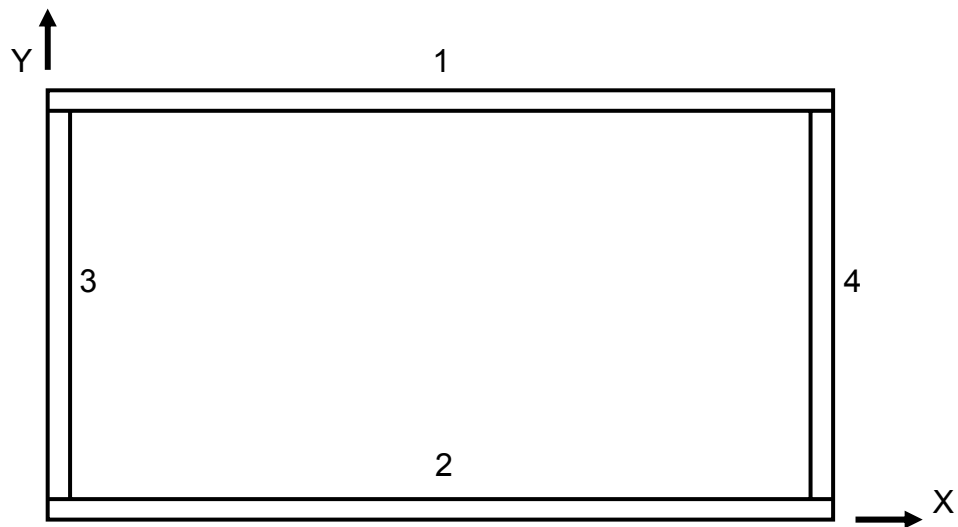
E<sub>m</sub> = módulo de mampostería

Tabla XI. **Rigidez en muros**

MURO	l <sub>m</sub>	h <sub>m</sub>	a	t <sub>m</sub>	R * E
1	30.00	4.40	0.147	0.19	0.419
2	30.00	4.40	0.147	0.19	0.419
3	10.00	4.40	0.440	0.19	0.114
4	10.00	4.40	0.440	0.19	0.114

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, pues no afecta el análisis.

Figura 24. **Ubicación de los muros de mampostería**



- **Cálculo de centro de corte de muros**

Tabla XII. **Centro de corte de muros, sentido X**

Muro	R * E	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub> * R
1	0.419	10.00	4.19
2	0.419	0	0
	<b>Σ = 0.838</b>		<b>Σ = 4.19</b>

Tabla XIII. **Centro de corte de muros, sentido Y**

Muro	R * E	X <sub>1</sub>	X <sub>1</sub> * R
3	0.114	0	0
4	0.114	30.00	3.42
	<b>Σ = 0.228</b>		<b>Σ = 3.42</b>

$$Y_{cc} = (\sum Y_i * R) / R * E = 4.19/0.838 = 5.00 \text{ m.}$$

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E = 3.42/0.228 = 15.00 \text{ m.}$$

- **Cálculo del centro de masa**

Tabla XIV. **Centro de masa en muros**

Muro	l <sub>m</sub>	X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	X <sub>i</sub> * l <sub>m</sub>	Y <sub>i</sub> * l <sub>m</sub>
1	30.00	15.00	10.00	450.00	300.00
2	30.00	15.00	0	450.00	0.00
3	10.00	0	5.00	0	50.00
4	10.00	30.00	5.00	300.00	50.00
	<b>∑ = 80.00</b>			<b>∑ = 1,200.00</b>	<b>∑ = 400.00</b>

$$Y_{cc} = (\sum Y_i * l_m) / \sum l_m = 400.00/80.00 = 5.00 \text{ m.}$$

$$X_{cc} = (\sum X_i * l_m) / \sum l_m = 1,200.00/80.00 = 15.00 \text{ m.}$$

**Centro de masa de techos:**

Se asume el centro geométrico igual al centro de masa:

$$X_{cc} = 15.00 \text{ m.} \quad Y_{cc} = 5.00 \text{ m.}$$

**Centro de masa de techo-muros o de la estructura:**

**WTT =** Peso total del techo:  $300.00 * 150.00 = 45,000.00 \text{ Kg.}$

**Peso de muros:** al utilizar las mismas longitudes l<sub>m</sub>, tomadas en el cálculo de rigidez con un módulo de mampostería para block = 300 Kg/cm<sup>2</sup> se procede a calcular el peso de los muros con la siguiente fórmula: **P<sub>m</sub> = 300 kg/cm<sup>2</sup> \* h<sub>m</sub> \* l<sub>m</sub>**

Tabla XV. **Peso de muros**

<b>MURO</b>	<b>MPB (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>h<sub>m</sub> (m)</b>	<b>l<sub>m</sub> (m)</b>	<b>P<sub>m</sub> (Kg)</b>
1 y 2	300	4.40	60.00	79,200.00
3 y 4	300	4.40	20.00	26,400.00
				<b>Σ =105,600.00</b>

**WTT + WTM = Peso total = 45,000.00 + 105,600.00 = 150,600.00 Kg.**

**X<sub>cm</sub> = (15.00\*45,000.00 + 15.00\*105,600.00)/150,600.00 = 15.00 m.**

**Y<sub>cm</sub> = (5.00\*45,000.00 + 5.00\*105,600.00)/150,600.00 = 5.00 m.**

Esto se hace para tener un solo centro de masa y compararlo con el centro de corte.

- **Carga lateral**

Por SEAOC para estructuras de un nivel **V<sub>b</sub> = 0.1\*WT**

**WT = Peso total = WTT + WTM + 0.25 \* CV**

**WTT = peso total del techo = 50 Kg/m<sup>2</sup> \*10.00\*30.00 = 15,000 Kg**

**CV = 100 Kg/m<sup>2</sup> \*10.00\*30.00\*0.25 = 7,500 Kg**

**WTM = peso total de los muros = 105,600 Kg**

**WT = 128,100 Kg**

**V<sub>b</sub> = 0.1\*WT = 0.1\*128,100 = 12,810 Kg**

**Muro 1 y 2**

**t<sub>x</sub> = (0.12\*4.40)/30.00<sup>1/2</sup> = 0.10 < 0.25 → FT = 0**

**t<sub>y</sub> = (0.12\*4.40)/0.19<sup>1/2</sup> = 1.21 > 0.25 → FT = 0.07 \* t \* V<sub>b</sub> = 1,085 Kg.**

**FT = 0.07\*1.21\*12,810 = 1,085 Kg.**

### Muro 3 y 4

$$t_x = (0.12 \cdot 4.40) / 0.19^{1/2} = 1.21 \rightarrow FT = 0.07 \cdot t \cdot V_b = 1,085 \text{ Kg.}$$

$$t_y = (0.12 \cdot 4.40) / 10.00^{1/2} = 0.17 < 0.25 \rightarrow FT = 0$$

Donde  $t_x$  y  $t_y$  son los períodos naturales de vibración de la estructura.

- **Cálculo del momento de volteo cuando  $FT = 0$**

$$\rightarrow P_x = P_y = V_b = 12,810 \text{ Kg}$$

$$M_v = \text{Momento de volteo} = 12,810 \cdot 4.40 = 56,364 \text{ Kg-m.}$$

- **Cálculo del momento de volteo cuando  $FT \geq 0$**

$$\text{Para un nivel } P_x = P_y = V_b - FT = 12,810 - 1,085 = 11,725 \text{ Kg}$$

$$M_v = 11,725 \cdot 4.40 = 51,590 \text{ Kg-m.}$$

### Excentricidades de la carga lateral

Con sismo en X:

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cc} = 5.00 - 5.00 = 0$$

$$e_{min1} = 0.05 \cdot 10.00 = 0.50 \text{ m.}$$

$$T_{px1} = 12,810 \cdot 0.50 = 6,405 \text{ Kg-m.}$$

$$e_{min2} = 0.05 \cdot 0.19 = 0.0095 \text{ m.}$$

$$T_{px2} = 11,725 \cdot 0.0095 = 111 \text{ Kg-m.}$$

Con sismo en Y:

$$e_x = X_{cm} - X_{cc} = 15.00 - 15.00 = 0$$

$$e_{min1} = 0.05 \cdot 30.00 = 1.50 \text{ m.}$$

$$T_{py1} = 12,810 \cdot 1.50 = 19,215 \text{ Kg-m.}$$

$$e_{min2} = 0.0095 \text{ m; } T_{py2} = 111 \text{ Kg-m.}$$



Tabla XVI. **Distribución de la carga lateral, sentido X**

Muro	R <sub>x</sub>	Y <sub>cc</sub>	R <sub>x</sub> * Y <sub>cc</sub> <sup>2</sup>	(R <sub>x</sub> /∑R <sub>x</sub> ) * P <sub>x</sub>	(Y*R <sub>x</sub> /J <sub>p</sub> ) *T <sub>px</sub>	F <sub>i</sub>
1	0.419	5.00	10.475	6,405	185.72	6,591
2	0.419	-5.00	10.475	6,405	-185.72	6,219
	∑=0.838		∑=20.95			
3	0.0002	15.00	0.045	5,863	2.78	5,866
4	0.0002	-15.00	0.045	5,863	-2.78	5,860
	∑=0.0004		∑=0.09			

Tabla XVII. **Distribución de la carga lateral, sentido Y**

Muro	R <sub>y</sub>	X <sub>cc</sub>	R <sub>y</sub> * X <sub>cc</sub> <sup>2</sup>	(R <sub>y</sub> /∑R <sub>y</sub> ) * P <sub>y</sub>	(X*R <sub>y</sub> /J <sub>p</sub> ) *T <sub>py</sub>	F <sub>i</sub>
1	0.0006	5.00	0.015	5,863	2.78	5,866
2	0.0006	-5.00	0.015	5,863	-2.78	5,860
	∑=0.0012		∑=0.03			
3	0.114	-15.00	25.65	6,405	-454.78	5,950
4	0.114	15.00	25.65	6,405	454.78	6,860
	∑=0.228		∑=51.30			

$$J_{p1} = \sum R_x * Y_{cc}^2 + \sum R_y * X_{cc}^2 = 20.95 + 51.30 = 72.25$$

$$J_{p2} = \sum R_x * Y_{cc}^2 + \sum R_y * X_{cc}^2 = 0.03 + 0.09 = 0.12$$

- **Distribución del momento de volteo**

Tabla XVIII. **Distribución del momento de volteo, sentido X**

Muro	R <sub>y</sub>	M <sub>vi</sub>
1	0.419	28,182
2	0.419	28,182
	∑=0.838	
3	0.0002	25,795
4	0.0002	25,795
	∑=0.0004	

Tabla XIX. **Distribución del momento de volteo, sentido Y**

Muro	R <sub>y</sub>	M <sub>vi</sub>
1	0.0006	25,795
2	0.0006	25,795
	Σ=0.012	
3	0.114	28,182
4	0.114	28,182
	Σ=0.228	

$M_{vi} = (R_i/\Sigma R) * M_v$ ; para cada sentido

$M_{v1} = 56,364 \text{ Kg-m}$

$M_{v2} = 51,590 \text{ Kg-m}$

- **Diseño a flexión**

El procedimiento para diseño a flexión es:

Calcular:  $F_m =$  esfuerzo permisible de la mampostería a flexión =  $0.33 f_m$

$f_m =$ esfuerzo producido por las cargas =  $M/S_m$

Donde:

$$f_m = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$S_m = (1/6) * t_m * l_m^2$$

$$F_m = 0.33 * f_m = 26.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = M/S_m$$

Para el diseño a flexión, sólo se calculan los muros 1 y 3, porque son iguales a los muros 2 y 4 respectivamente.

Tabla XX. **Diseño a flexión de los muros**

<b>Muro</b>	<b>Momento</b>	<b>Largo (l<sub>m</sub>)</b>	<b>Ancho (t<sub>m</sub>)</b>	<b>f<sub>m</sub></b>	<b>F<sub>m</sub></b>
1	2,818,200	3000	19	0.10	26,667
3	2,818,200	1000	19	0.89	26,667

Como todos los f<sub>m</sub> son menores que F<sub>m</sub> se diseña con refuerzo mínimo.

- **Diseño a corte**

El refuerzo a corte lo constituyen las soleras o refuerzo horizontal.

Si f<sub>v</sub> < F<sub>v</sub> → se utiliza refuerzo mínimo.

Si f<sub>v</sub> > F<sub>v</sub> → se calcula el refuerzo.

Diseño del refuerzo: se asume que el refuerzo resiste todo el corte por lo tanto:

Fórmula  $V = V_s = (A_v * f_s * d) / s$

Donde: **A<sub>v</sub>** área de acero de la solera

**s** separación de las soleras

**d** peralte efectivo

$$f_s = 0.5 * f_y$$

$$\rightarrow \text{área de acero horizontal: } A_v = (V_s * s) / (f_s * d)$$

A continuación se muestra el procedimiento de refuerzo para el muro No. 1

Datos: **F<sub>y</sub> = 2,810 Kg/cm<sup>2</sup>** (igual en todos los muros)

**d = 1.50 cm** (igual en todos los muros)

**t<sub>m</sub> = 19 cm** (igual en todos los muros)

**l<sub>m</sub> = 3,000 cm**

**V<sub>s</sub> = 6,591 Kg**

**Revisión:**

Fórmulas:  $f_v = V_d / (100 * l_m * t_m)$

$$F_v = k * \sqrt{f'_m}$$

Donde:  $V_d = \text{corte de diseño} = 1.5 * V_s$

$$f'_m = 80 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (en este caso)}$$

Valores de k:  $k = 0.3$  ( constante para bloques)

Entonces:  $F_v = 0.3 * \sqrt{80} = 2.68 \text{ Kg/cm}^2$  (en este caso constante)

$$f_v = (1.5 * 6,591) / (100 * 3,000 * 19) = 0.0017 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v \rightarrow \text{refuerzo mínimo}$$

A continuación se muestra en la siguiente tabla los resultados para el resto de muros, donde se analizan los muros en corte en ambos sentidos.

Tabla XXI. **Diseño a corte de los muros**

Muro	Corte (Vs)	Largo (lm)	Ancho (tm)	Fv	fv
1	6,591	3,000	19	2.68	0.0017
1	5,866	19	3,000	2.68	0.0015
2	6,219	3,000	19	2.68	0.0016
2	5,860	19	3,000	2.68	0.0015
3	5,950	1,000	19	2.68	0.0047
3	5,866	19	1,000	2.68	0.005
4	6,860	1,000	19	2.68	0.0054
4	5,860	19	1,000	2.68	0.005

Como se puede observar, todos los valores de  $f_v$  son menores que  $F_v$ , por lo tanto se diseñan los muros con refuerzo mínimo.

- **Refuerzos mínimos vertical y horizontal por muro**

Según FHA:  $AS_{MINv} = 0.0008 * t_m * l_m$

$$AS_{MINh} = 0.0015 * t_m * h_m$$

Según ACI 531:  $AS_{MINv} = 0.0007 * t_m * l_m$

$$AS_{MINh} = 0.0013 * t_m * h_m$$

Se utilizará el criterio de ACI 531, con  $t_m = 19$  cm (constante en todos los muros). En la siguiente tabla se muestran los resultados de los refuerzos mínimos horizontal y vertical:

Tabla XXII. **Refuerzos horizontales y verticales de los muros**

Muro	Altura ( $h_m$ ) cm	Largo ( $l_m$ ) cm	Refuerzo horizontal ( $cm^2$ )	Refuerzo vertical ( $cm^2$ )
1	440.00	3000.00	10.87	31.50
2	440.00	3000.00	10.87	31.50
3	440.00	1000.00	10.87	10.50
4	440.00	1000.00	10.87	10.50

Antes de colocar el refuerzo en las columnas, es necesario realizar una última revisión, que consiste en ver el acero que necesita el momento de volteo en los muros 3 y 4 en el sentido X, además en los muros 1 y 2 en el sentido Y. La base para esta revisión es tomada de la base de las columnas, multiplicada a lo largo de todo el muro, en este caso, se analizará el muro crítico que tiene 16 columnas, que al multiplicarlas por 0.30 da 4.80 m.

$$M_v = 25,795 \text{ Kg-m} \quad f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 480 \text{ cm.} \quad f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 27$$

$$\rightarrow A_s = 38.69 \text{ cm}^2$$

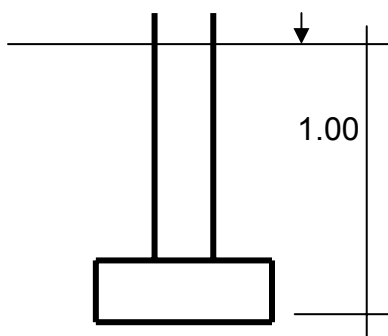
$$A_{s_{\min}} = 31.50 \text{ (tomado de la tabla XXII)}$$

Como las columnas tienen un refuerzo de 4 No. 4 y a lo largo del muro hay 16 columnas se tiene 32 varillas. Entonces  $A_{s_{CAL}} = 32 \cdot 1.27 = 40.64 \text{ cm}^2$ .

La distribución del refuerzo horizontal y vertical para los muros se muestra en los planos de cimientos, columnas y de muros típicos, los cuales se encuentran en el apéndice 2, figuras 40.

#### 4.5. Diseño de cimentación

Para el proyecto salón de usos múltiples se realiza la revisión para el cimiento corrido:



$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_s = \text{valor soporte del suelo} = 15 \text{ T/m}^2$$

$$P_{\text{SUELO}} = 1.4 \text{ T/m}^3 \quad P_{\text{CONCRETO}} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.50 \text{ (se obtiene igual que en el capítulo 3)}$$

$$\text{Altura} = t = 0.20 \text{ m}$$

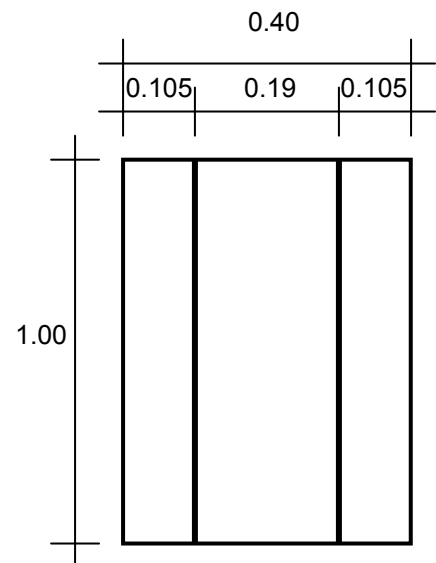
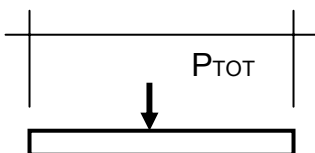
$$\text{Ancho} = b = 0.40 \text{ m}$$

Se tomará como base para la revisión 1.00 m de cimiento como longitud unitaria, para fines de la evaluación, se tomará una carga de trabajo de 1.50 ton /m =  $W'$ .

$$\text{Área de zapata} = A_z = 0.40 * 1.00 = 0.40 \text{ m}^2$$

Revisión de la presión sobre el suelo:

Integración de cargas



$$P_{TOT} = P_{MURO} + P_{SUELO} + P_{CIMIENTO} + W'$$

Donde:  $P_{MURO} = \text{Peso muro} = h * t * A_u * P_c = 4.40 * 0.19 * 1.00 * 2.4 = \mathbf{2.006 \text{ ton}}$

$$P_{SUELO} = \text{Peso del suelo} = \text{desplante} * A_z * P_s = 0.4 * 0.4 * 1.4 = \mathbf{0.224 \text{ ton}}$$

$$P_{CIMIENTO} = \text{Peso del cimiento} = A_z * t * P_c = 0.4 * 0.20 * 2.4 = \mathbf{0.192 \text{ ton}}$$

$$W' = \text{Carga de trabajo} = W' * A_u = 1.5 * 1.00 = \mathbf{1.5 \text{ ton}}$$

$$P_{TOT} = \mathbf{3.922 \text{ ton}}$$

La presión sobre el suelo será:

$$q_{MÁX} = 3.922 / 0.4 = \mathbf{9.81 \text{ ton/m}^2}$$

$$q_{MÁX} < V_s = 15 \text{ T/m}^2$$

La distribución de presión es uniforme, no existen presiones de tensión en el suelo. Debido a que la presión es constante se hace que:  $q_{DIS} = q_{MÁX}$ , y se obtiene un  $q_{DIS, MÁX}$ .

$$q_{DIS, MÁX} = q_{DIS} * F_{cu} = q_{MÁX} * F_{cu} = 9.81 * 1.50 = 14.72 \text{ ton/m}^2$$

- **Revisión por corte simple**

Datos:  $t = 20 \text{ cm}$

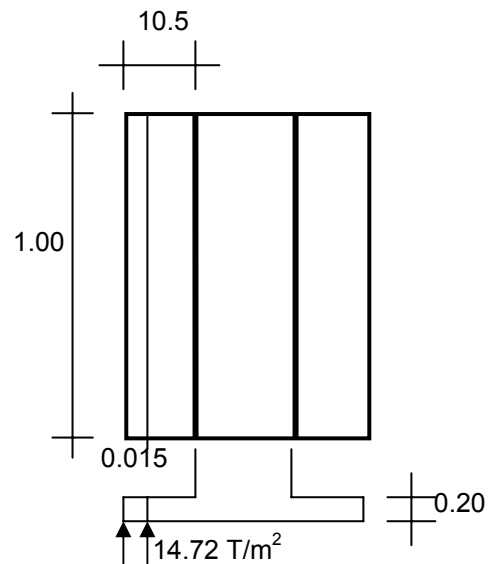
varillas de diámetro = No. 3 ó 3/8"

Recubrimiento = 7.5 cm

$$d = t - \text{Recubrimiento} - \Phi/2$$

$$= 20 - 7.5 - 0.95/2$$

$$= 12.02 \text{ cm} \approx \mathbf{12 \text{ cm}}$$



Al calcular **Vact** = corte actuante

$$\begin{aligned} \mathbf{Vact} &= \mathbf{\text{Área ashurada}} * \mathbf{q_{DIS,MÁX}} = \\ &= 0.015 \text{ m}^2 * 14.72 = \mathbf{0.2208 \text{ T}}. \end{aligned}$$

Calcular **VR** = corte resistente

$$\begin{aligned} \mathbf{V_R} &= \mathbf{0.85*0.53(f'c)^{1/2}bd} \\ &= 0.85*0.53(210)^{1/2}(100*12)/1000 = \mathbf{7.83 \text{ T} > 0.2208 \text{ T}} \end{aligned}$$

No hay zona punzonante por tanto no se chequea.

- **Revisión por flexión**

La sección crítica por flexión para cimientos corridos en muros de concreto, se da como se muestra en la figura de la pagina 114.

El momento último será:

$$\mathbf{Mu} = \mathbf{q_{DIS,MÁX}} * \mathbf{L^2} / \mathbf{2} = 14.72*0.105^2/2 = \mathbf{0.08141 \text{ T-m}} = \mathbf{81.14 \text{ Kg-m}}$$

**Área de acero:** el área de acero se define por la fórmula:

$$\mathbf{AS} = ( \mathbf{b*d} - ((\mathbf{b*d})^2 - (\mathbf{M*b} / \mathbf{0.003825f'c}))^{1/2} ) / (\mathbf{0.85 f'c} / \mathbf{F_y}); \mathbf{AS_{MIN}} = \mathbf{0.002bd}$$

$$\mathbf{AS} = \mathbf{0.27 \text{ cm}^2}; \mathbf{AS_{MIN}} = 0.002*100*12 = \mathbf{2.40 \text{ cm}^2}$$

→ colocar **AS<sub>MIN</sub>** con **No. 2 @ 0.20**

Como no existe flexión en el sentido Y se coloca área de acero por temperatura, con la fórmula siguiente:

$$\mathbf{AS_{TEM}} = \mathbf{0.002*b * t} = \mathbf{0.002 * 40*12} = \mathbf{0.96 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{colocar 2 \text{ No. 3 corridos}}$$

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por:

**S = Av / AS;** donde **S < 0.45 m**. Al usar varilla No. 3 se tiene **S = 0.71/0.27 = 2.63 m**. Por seguridad se utilizará un **S = 0.25**. Los resultados del diseño de los cimientos se presentan en el apéndice 2, figura 40.



#### **4.6. Planos constructivos**

Los planos elaborados para el salón de usos múltiples se pueden ver en los apéndices 1 y 2.

#### **4.7. Elaboración del presupuesto**

Para la elaboración del presupuesto se aplicó el mismo procedimiento que se describe en el capítulo 3. El resultado del proceso descrito, es decir, el presupuesto por renglones para el salón de usos múltiples, aparece en la tabla XXIII.

Tabla XXIII. Presupuesto – salón de usos múltiples

<b>Presupuesto por renglones</b>				
<b>Renglón</b>	<b>U</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U</b>	<b>Total</b>
<b>Salón de usos múltiples</b>				
<b>Trabajos preliminares</b>				
limpieza y chapeo	Global	1.00	100.00	100.00
nivelación del terreno	Global	1.00	400.00	400.00
<b>Cimentación</b>				
excavación estructural	M <sup>3</sup>	35.42	30.00	1,062.60
relleno estructural	M <sup>3</sup>	14.72	28.50	419.52
Cimiento corrido	MI	91.80	129.03	11,844.95
zapata 1	u	44	73.28	3,224.32
<b>Muros</b>				
levantado de block de 0,19	Mt <sup>2</sup>	235.92	110.00	25,951.20
levantado de block de 0,10	Mt <sup>2</sup>	33.04	105.00	3,469.20
solera tipo A	MI	160.00	70.32	11,251.20
solera tipo B	MI	83.70	50.02	4,186.67
Solera tipo U	MI	143.30	44.56	6,385.45
<b>Columnas</b>				
Columnas C1	MI	195.00	215.79	27,773.05
Pin	MI	19.00	83.25	1,581.75
<b>Acabados</b>				
Repello	M <sup>2</sup>	418.92	22.48	9,417.32
Cernido	M <sup>2</sup>	418.92	25.45	10,661.51
Pintura	M <sup>2</sup>	418.92	7.05	2,953.39
Piso	M <sup>2</sup>	300.00	75.00	22,500.00
<b>Puertas</b>				
puerta 1	U	1.00	700.00	700.00
puerta 2	U	1.00	1,500.00	1,500.00
Puerta 3	U	2.00	800.00	1,600.00
Portón	U	1.00	3,000.00	3,000.00
<b>Ventanas con balcones</b>	M <sup>2</sup>	43.09	550.00	23,699.50
<b>Instalación eléctrica</b>	Global	1.00	6,000.00	6,000.00
<b>Techos</b>	M <sup>2</sup>	189.33	300.00	56,799.00
<b>Total</b>				Q. 236,480.63
<b>Imprevistos 5%</b>				Q. 11,824.03
<b>Total</b>				<b>Q. 248,304.66</b>



## CONCLUSIONES

1. El resultado de la investigación monográfica y diagnóstica en las aldeas Paquip y El Tesoro muestra que son poblaciones en crecimiento, cuyo desarrollo fue afectado por estar dentro del área más afectada por la violencia producida por el conflicto armado interno que sufrió Guatemala en las décadas pasadas. Que dejó muchas necesidades, principalmente de infraestructura física en materia de educación, sistemas viales y sanitarios.
2. El diseño del centro educativo, en los aspectos arquitectónicos y de instalaciones, se hizo sobre el criterio de proveer espacios flexibles que no se limitan únicamente a determinado nivel de educación, y atendiendo a los criterios establecidos en el Reglamento de Construcción de Edificios Educativos del Ministerio de Educación
3. El diseño del centro educativo en la aldea Paquip y el diseño del salón de usos múltiples en la aldea El Tesoro provee los documentos requeridos para su construcción; con lo cual se colabora para solucionar la necesidad de infraestructura para una correcta educación en Paquip y mejorar los eventos socioculturales en El Tesoro.
4. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) además de brindar servicio técnico profesional como proyección de nuestra universidad, da la oportunidad al estudiante de complementar su formación académica; le permite adquirir experiencia y madurez para iniciar con mayor confianza el desempeño de su profesión.



## RECOMENDACIONES

1. A las poblaciones de Paquip y El Tesoro, para que proporcionen el apoyo necesario para la realización de los proyectos, así como posteriormente darles el mantenimiento necesario para conservarlos en óptimas condiciones.
2. A los promotores de los proyectos, se les aconseja obtener la asesoría profesional necesaria, en los aspectos técnicos, económicos y legales, al momento de cotizar, contratar y construir los proyectos, asegurándose así un óptimo y transparente proceso.
3. A los promotores de los proyectos, que continúen con las gestiones correspondientes para conseguir el apoyo que se requiere para implementar el nivel básico de educación y la infraestructura para el salón de usos múltiples, necesario y urgente para el desarrollo de la región.
4. Al construir el centro educativo y el salón de usos múltiples, se deben seguir estrictamente todos los detalles y especificaciones que se encuentran en los planos. Se deben tomar como bibliografía de apoyo para construir y supervisar la construcción de la estructura de los proyectos, el reglamento del ACI 318-99.
5. Los presupuestos son una referencia, y no se deben tomar como definitivos al momento de cotizar, ya que están sujetos a cambios principalmente por las circunstancias económicas que existen al construir, por lo que es recomendable que los actualicen al hacer la contratación.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Intitute. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-99) y Comentarios. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, D.F. 1990.
2. ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA AGIES “Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la república de Guatemala”. 2002.
3. Barrios de León, José Daniel. Diseño de un centro educativo en la aldea Chíul, municipio de Cunén, departamento de Quiché. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2001. 134 pp.
4. Ortiz Mendoza, Jorge Luis. Diseño de un edificio de mampostería reforzada. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1998. 162 pp.
5. Samayoa Molina. Obras de infraestructura, en el departamento de Jalapa. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1997. 162 pp.
6. Zea Velásquez, Gustavo Adolfo. Diseño y construcción de Iglesia católica, paraje Panictacaj, Barrio Santa Catarina, Momostenango, Totonicapán y análisis comparativo de costo y materiales para la selección del techo. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1999. 136 pp.





## **APÉNDICE 1**

- PLANOS CONSTRUCTIVOS – EDIFICIO DE AULAS



Figura 25. Plano de distribución de ambientes, planta baja – edificio de aulas

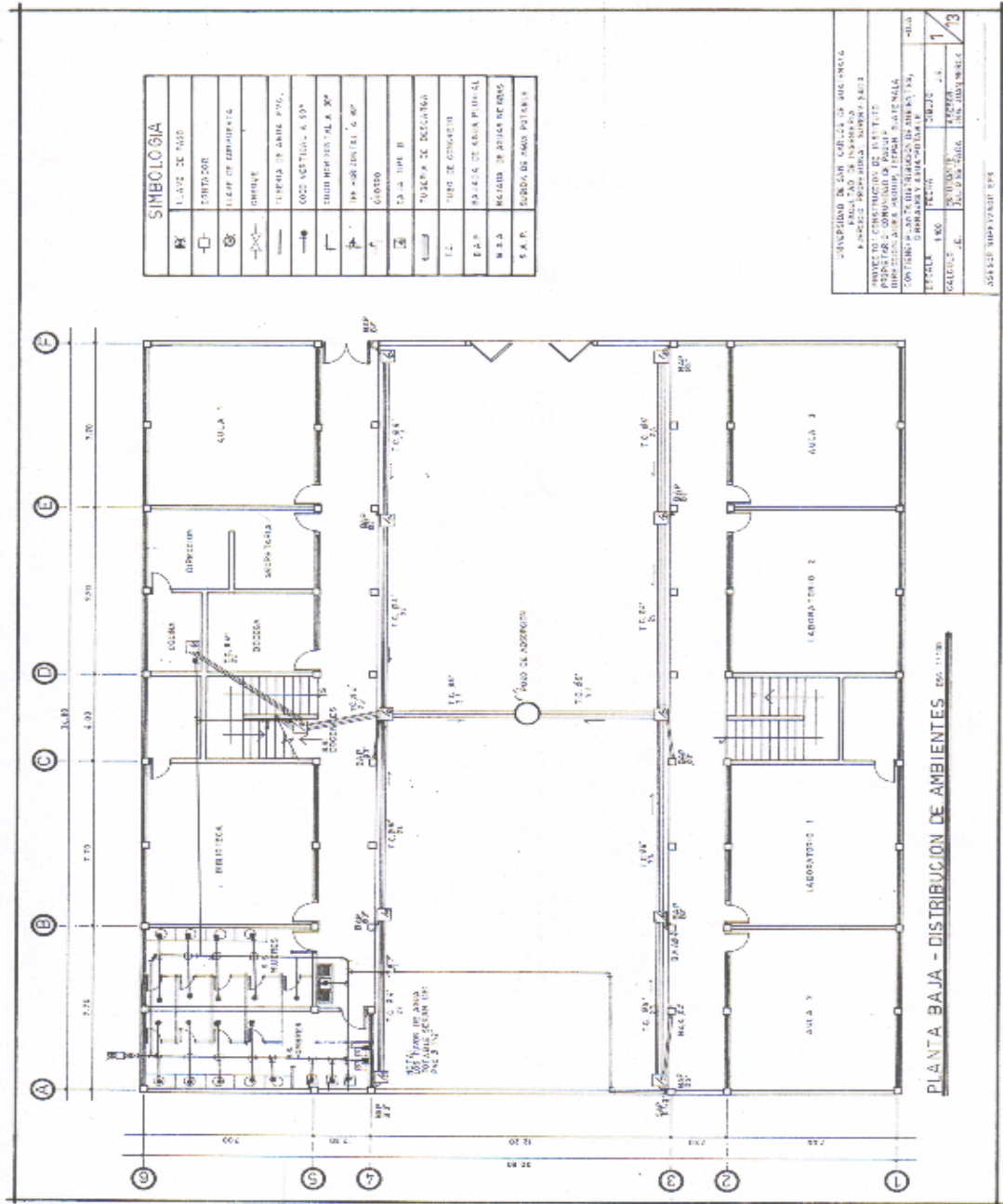


Figura 26. Plano de distribución de ambientes, planta alta – edificio de aulas

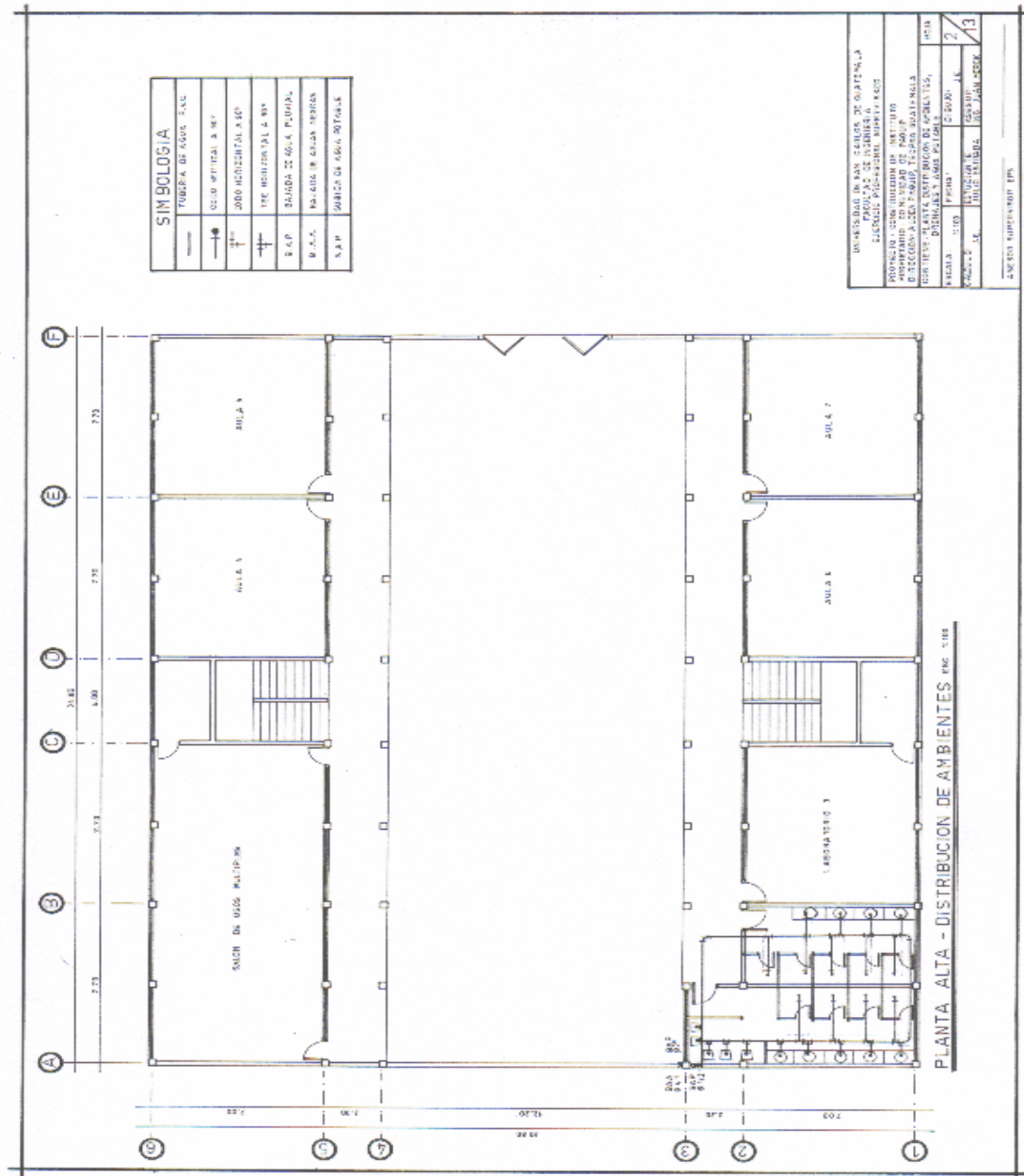


Figura 27. Plano de acotado, planta baja – edificio de aulas

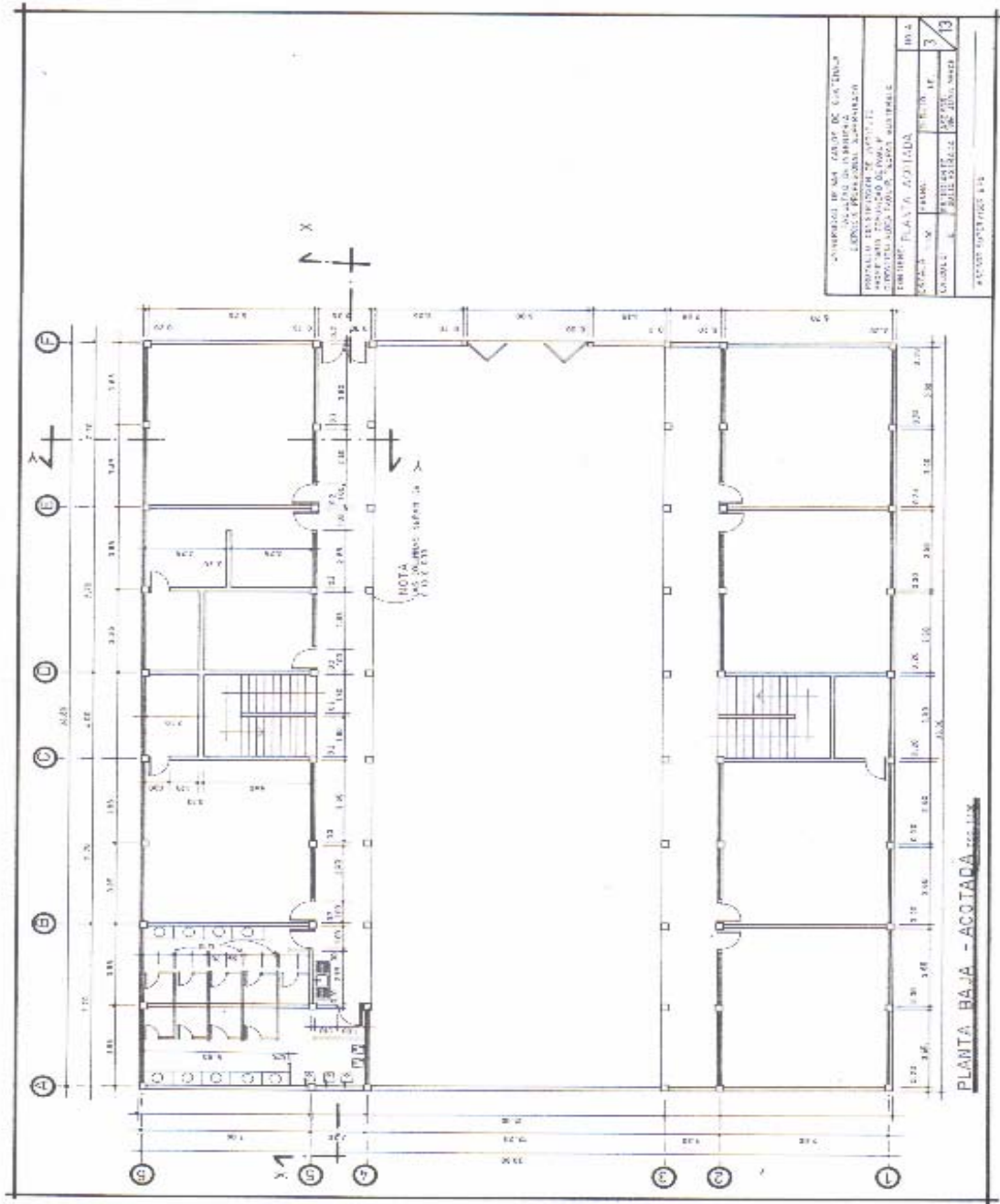


Figura 28. Plano de acotado, planta alta – edificio de aulas

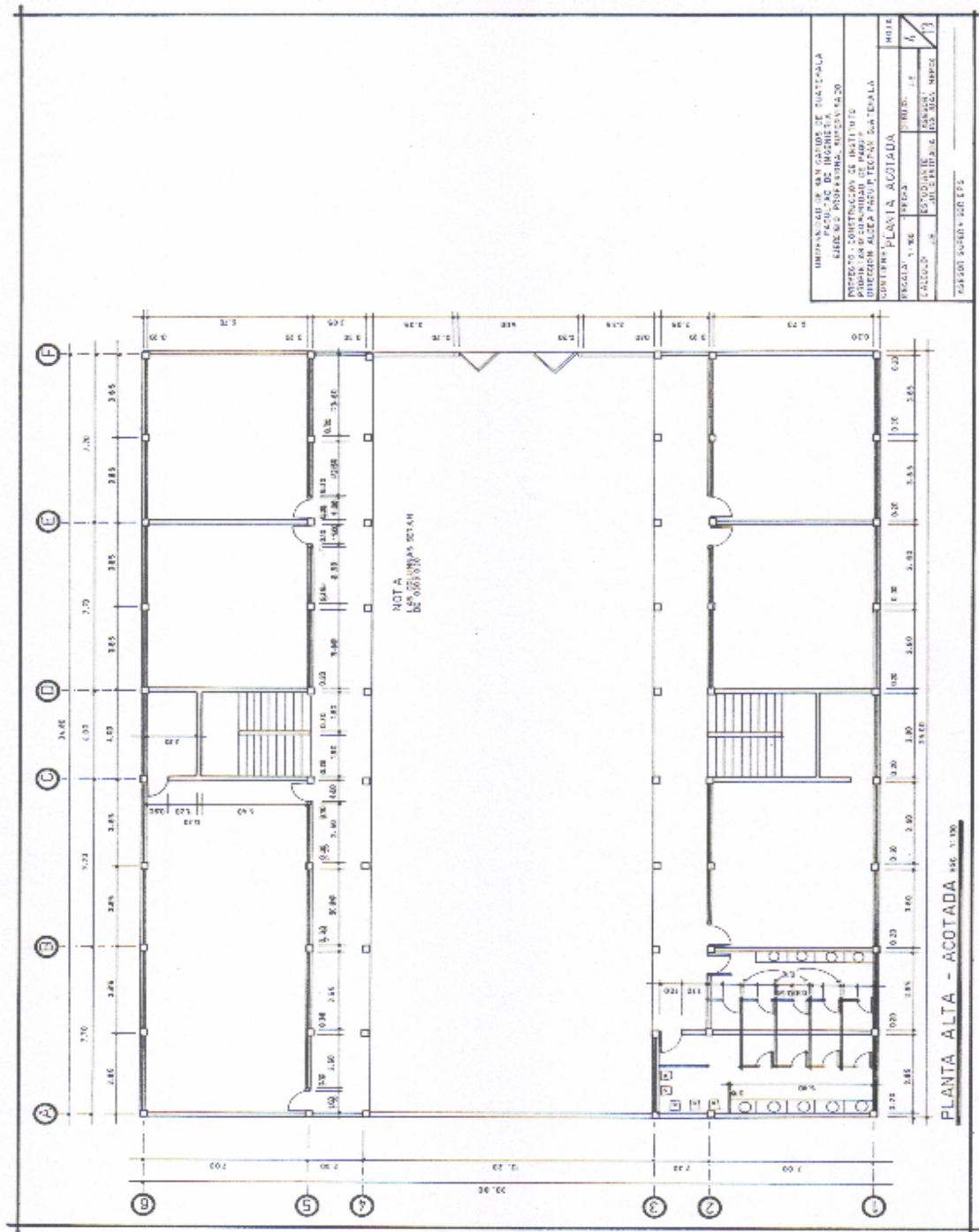




Figura 29. Plano de secciones y elevaciones – edificio de aulas

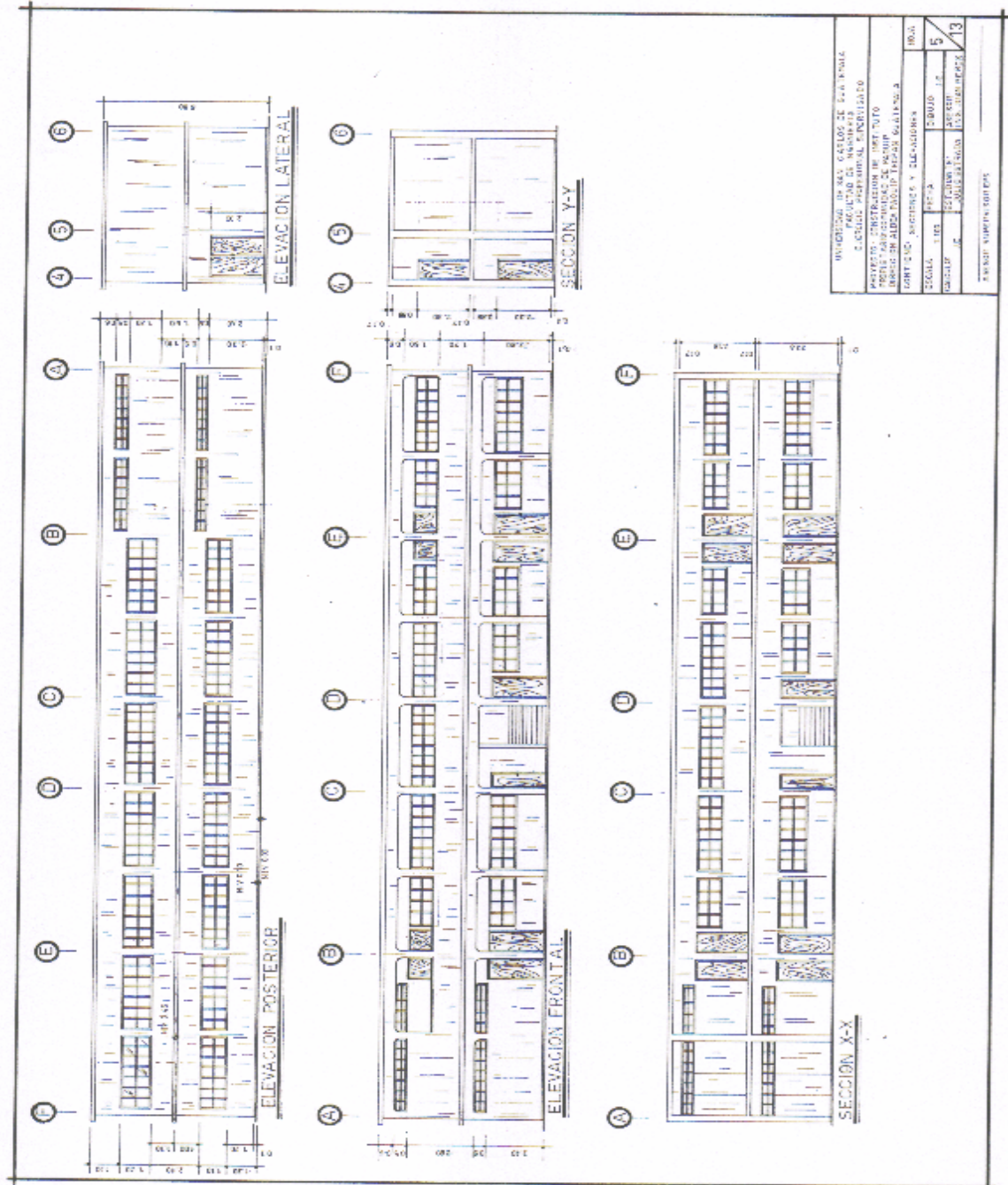






Figura 31. Plano de columnas, planta alta – edificio de aulas

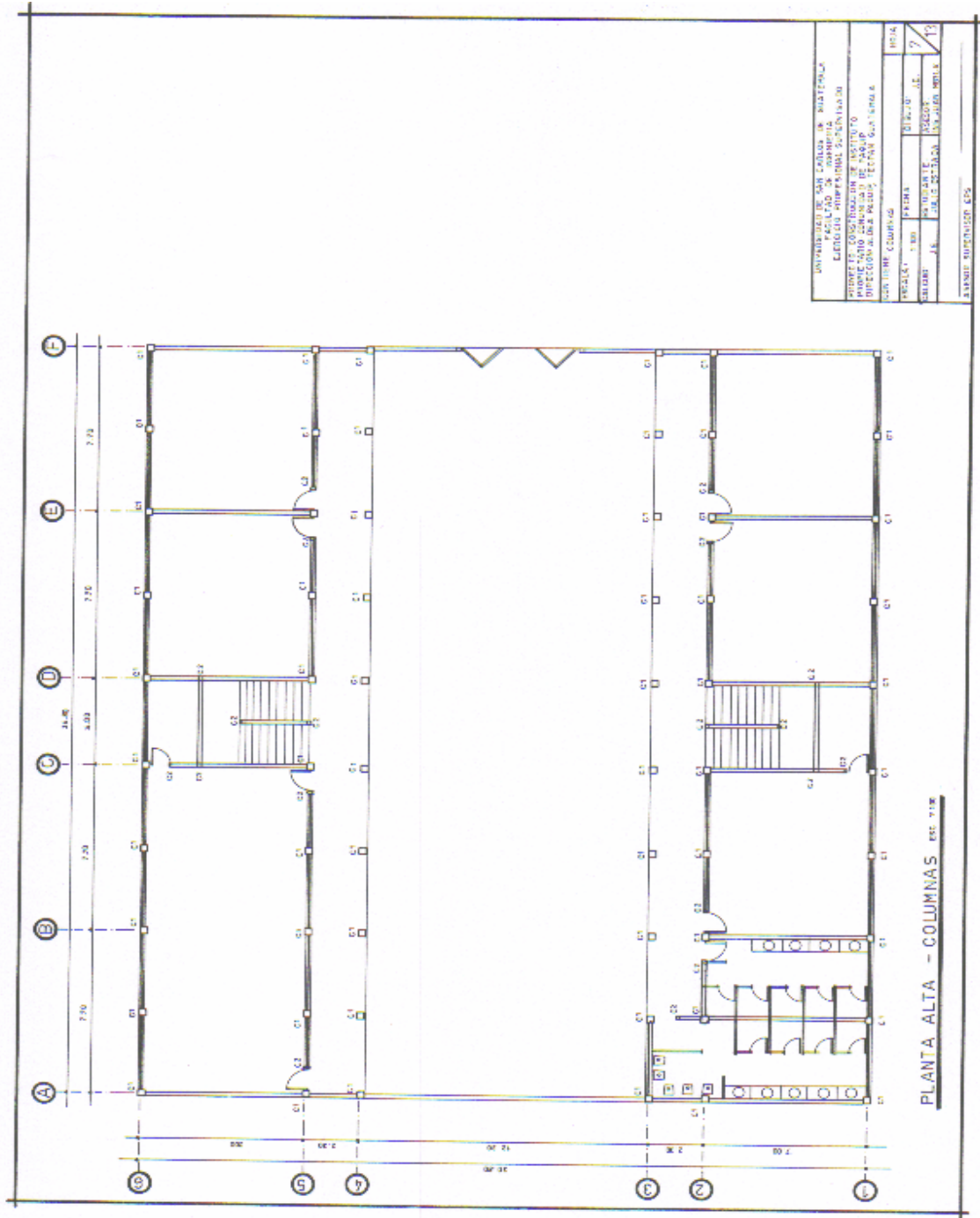










Figura 35. Plano de detalle de drenajes y vigas, planta alta – edificio de aulas

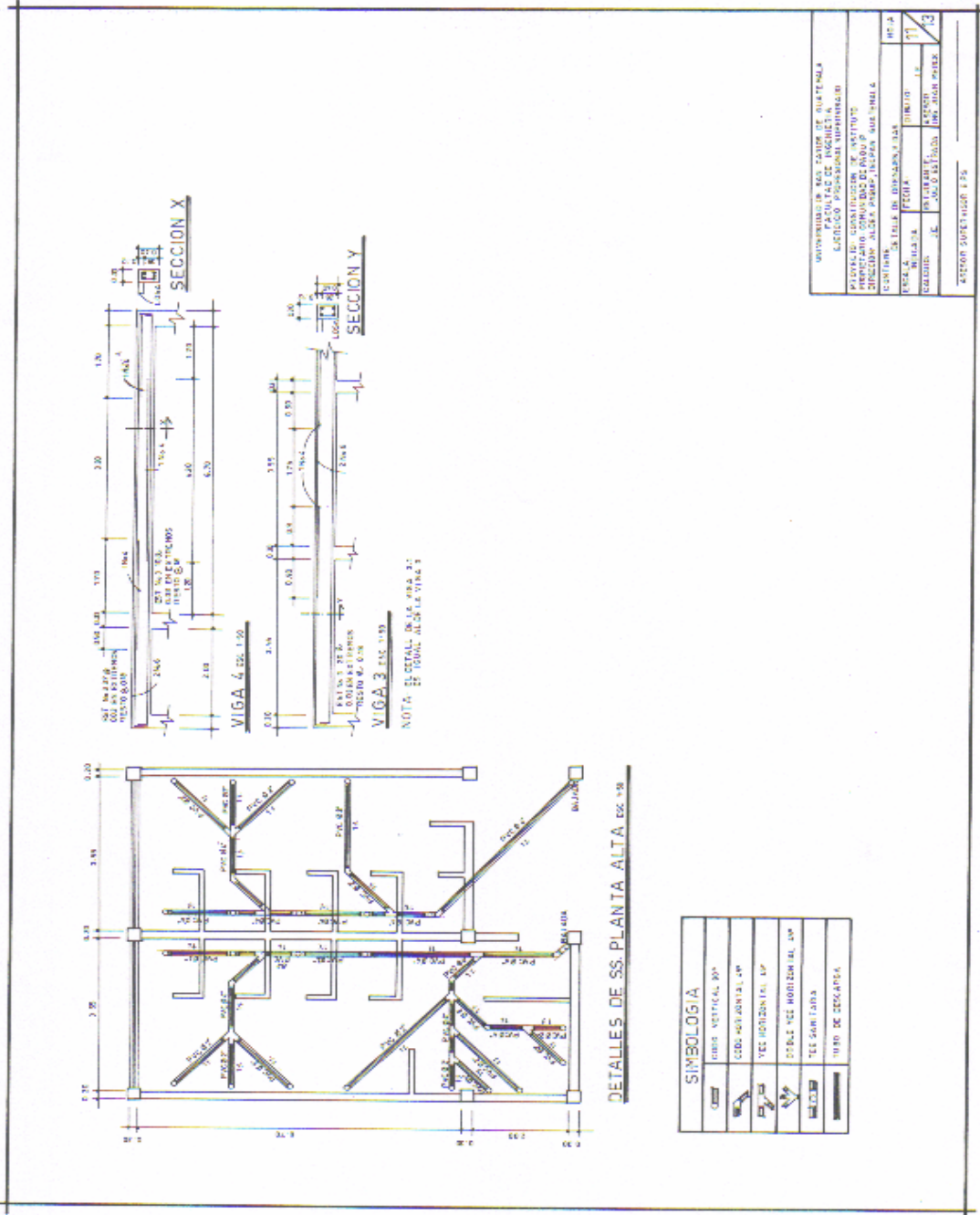
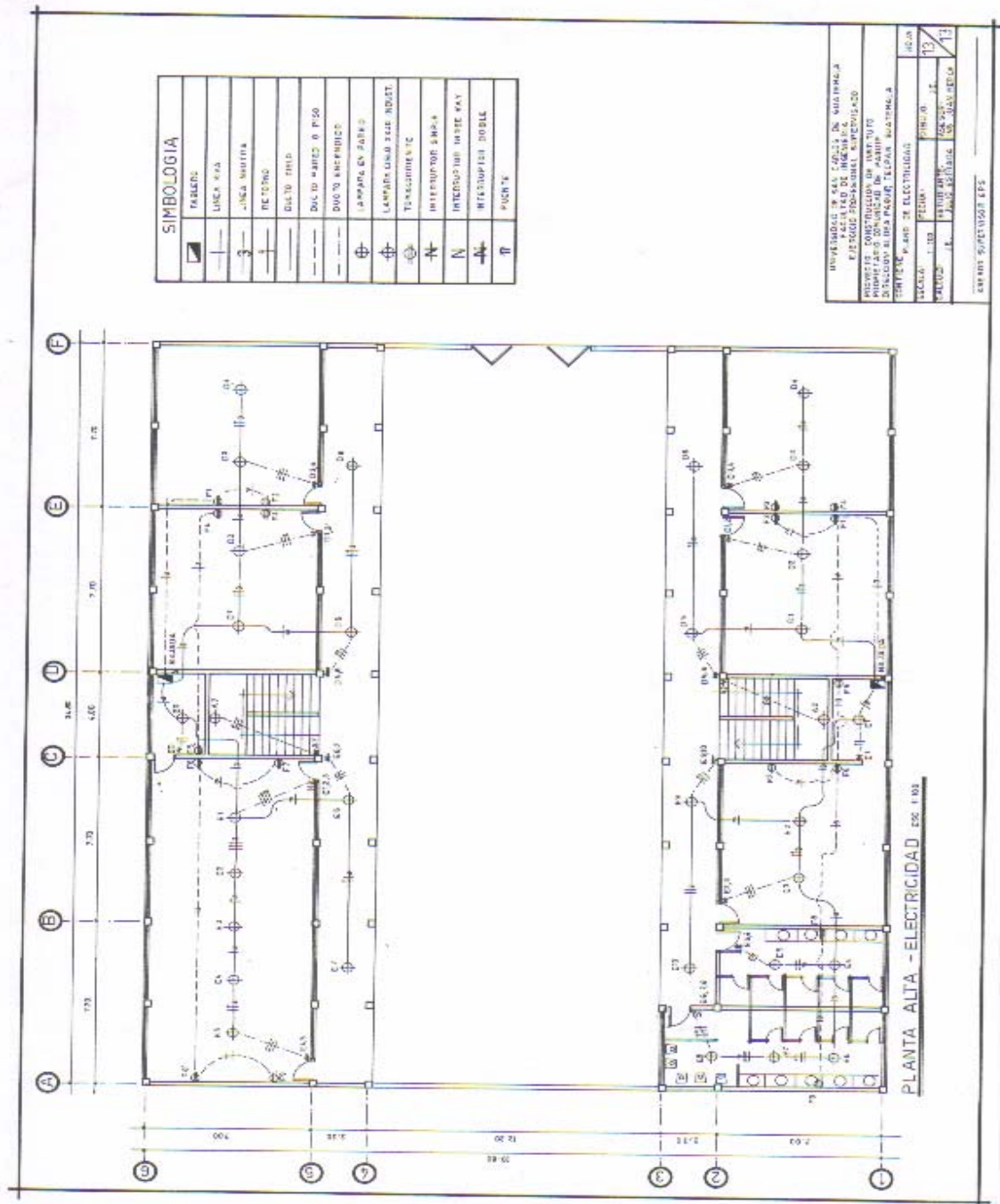




Figura 37. Plano de electricidad, planta alta – edificio de aulas







## **APÉNDICE 2**

- PLANOS CONSTRUCTIVOS – SALÓN DE USOS MÚLTIPLES





Figura 39. Plano de acotado y elevaciones - salón de usos múltiples

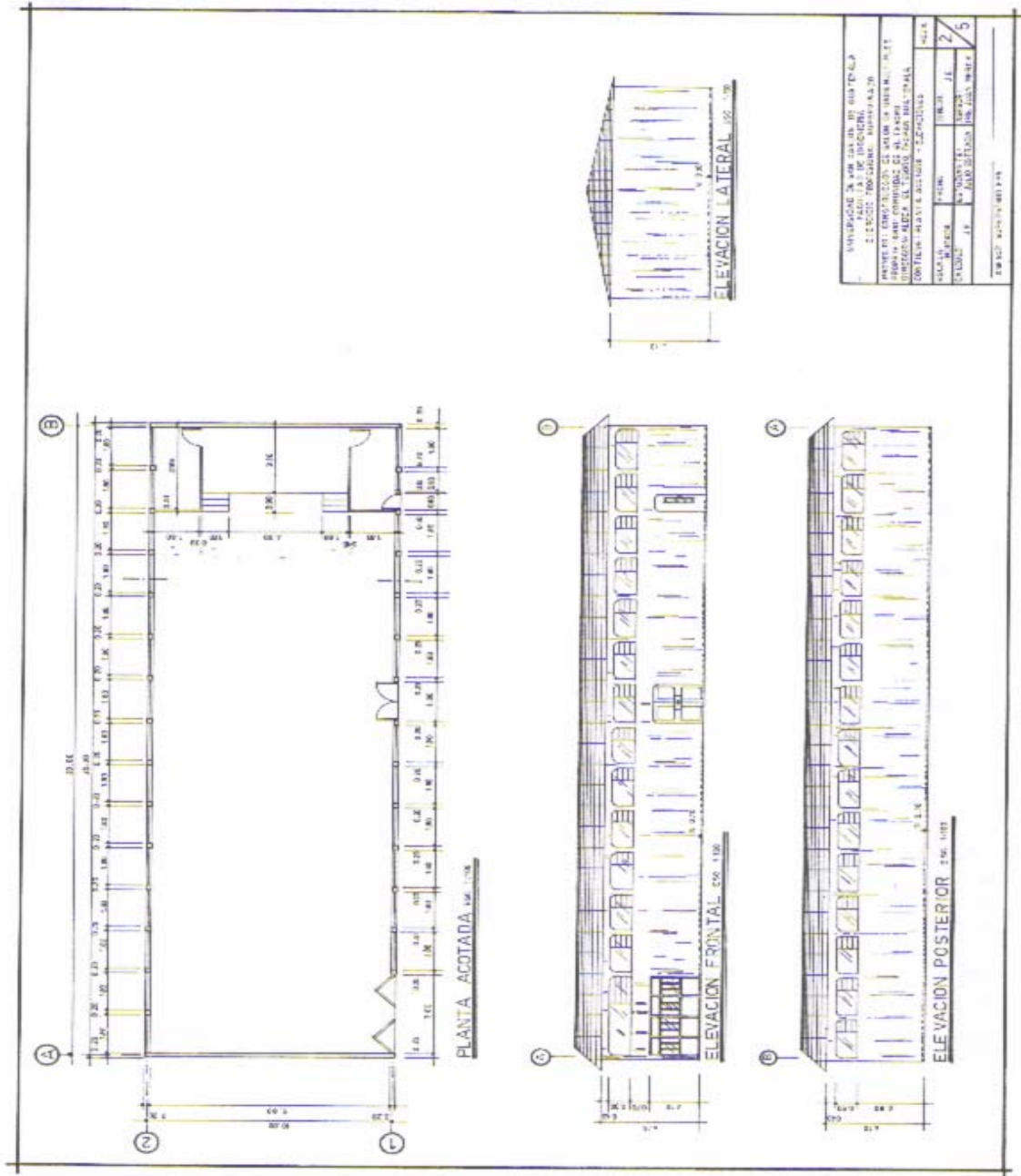












Figura 43. **Diagrama de interacción para columna rectangular**