



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN ANTONIO
NEJAPA, Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA LA
PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO.**

Eswin Oswaldo Archila Pirir

Asesorado por: Inga. Christa del Rosario Classon Rehwoldt de Pinto.

Guatemala, enero de 2010

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



**DISEÑO DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN
ANTONIO NEJAPA, Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR
PARA LA ALDEA LA PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO,
CHIMALTENANGO.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

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

POR:

**ESWIN OSWALDO ARCHILA PIRIR
ASESORADO POR: INGA. CHRISTA DEL ROSARIO CLASSON DE PINTO**

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2010

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia Garcia Soria
VOCAL II	Inga. Alba Marítza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Angel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

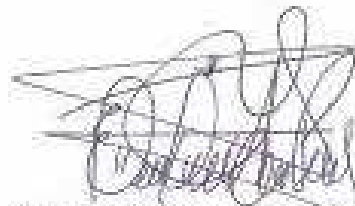
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADORA	Inga. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Silvio Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL 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 DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN ANTONIO NEJAPA Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA LA PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO.

Tema que me fuera aprobado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 19 de mayo de 2009.



Eswin Oswaldo Archila Pirir,

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 21 de octubre de 2009.
Ref:EPS.DOC.1500.10.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zecaña.

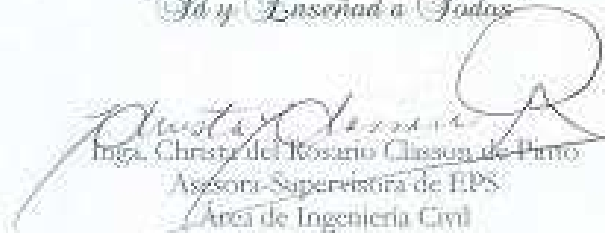
Por este medio amablemente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Eswin Oswaldo Archila Pirir** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. 9713074, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN ANTONIO NEJAPA Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA LA PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO"**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa del Rosario Clavero de Parro
Asesora-Supervisora de EPS.
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
CRCP/ra



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 21 de octubre de 2009.
Ref:EPS.D.728.10.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson,


Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN ANTONIO NEJAPA Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA LA PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario Eswin Oswaldo Archila Pirir, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la **Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ta



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
9 de noviembre de 2009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels,

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN ANTONIO NEJAPA Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA LA PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Eswin Oswaldo Archila Pirir, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto,

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesora Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Eswin Oswaldo Archiva Pirir, titulado DISEÑO DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN ANTONIO NEJAPA, Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA LA PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, enero de 2010

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL PARQUE CENTRAL COMUNAL DE LA ALDEA SAN ANTONIO NEJAPA, Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN ESCOLAR PARA LA ALDEA LA PAMPA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, CHIMALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario **Eswin Oswaldo Archila Pirir**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, enero de 2010

/cc

AGRADECIMIENTO A

Dios Todopoderoso: Por permitirme alcanzar un triunfo más.

Mis padres: Angel Remigio Archila Monroy y Felipa Pirir Boror
Con mucho amor y admiración por el esfuerzo y apoyo incondicional que me brindaron para la obtención de este triunfo; sin ellos no lo hubiera logrado. Pero en especial por creer en mí.

Mis hermanos y hermanas Victor, Juana, Cristina, Ángel, Luis, y Carlos.
Con mucho cariño por el apoyo brindado, deseándoles todo lo mejor en lo que se propongan.

Mis abuelos: Mateo Pirir Tol (D.E.P), Leona Boror Suruy (D.E.P),
Ciriaco Archila (D.E.P) y Santa Monroy Sipác (D.E.P)
Por sus consejos y cariño hacia mi en su momento.

Mi novia: Claudia Leticia Boc Concoha, por su apoyo moral y espiritual, y por darme fortaleza en los momentos difíciles de mi carrera.

La Universidad de San Carlos de Guatemala Con gratitud por la formación profesional y por permitirme abrir mi mente a nuevos horizontes.

Inga. Christa Classon de Pinto Por el apoyo técnico y moral brindado incondicionalmente y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación

Ing. Silvio Rodríguez Por el apoyo brindado en las gestiones administrativas.

A todas las personas que de alguna manera colaboraron en mi formación.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios Por haberme dado la vida y por la bendición de permitirme alcanzar este anhelado triunfo.

Mi madre

FELIPA PIRIR BOROR

Hoy soy Ingeniero Civil y lo debo a las fuerzas de tu juventud dedicada a mí, lo debo al desgaste de tus ojos a consecuencia del trabajo, lo debo a lo blanco de tus cabellos, fruto de las preocupaciones que pasaste, lo debo a la forma tan especial en que me has encomendado a **DIOS**, que esto sea una mínima recompensa a tus sacrificios. Gracias por todo.

Toda mi familia Por su aprecio y apoyo que siempre me han manifestado.

**Mis compañeros
y amigos** Por compartir con todos ellos la facultad, así como los momentos de alegría, preocupaciones y triunfos.

Al municipio de Acatenango, Chimaltenango, por brindarme la oportunidad de realizar el Ejercicio Profesional Supervisado de Ingeniería Civil.

La Facultad de Ingeniería, por permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XIII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XXI
GLOSARIO	XXV
RESUMEN	XXIX
OBJETIVOS	XXXI
INTRODUCCIÓN	XXXIII

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de Acatenango, Chimaltenango	1
1.1.1 Aspectos generales	1
1.1.1.1 Límites y colindancias	1
1.1.1.2 Extensión territorial	1
1.1.1.3 Altura	3
1.1.1.4 Población actual	3
1.1.1.5 Suelos	4
1.1.1.6 Idioma	4
1.1.1.7 Tipología de las viviendas	4
1.2 Aspectos de infraestructura	5
1.2.1 Vías de acceso	5
1.3 Servicios públicos	6
1.3.1 Nivel de salud de la población	6
1.3.2 Servicios de salud	6
1.4 Servicios básicos	9
1.4.1 Agua potable	9

1.5	Etnia, religión y costumbres	9
1.6	Educación	10
1.7	Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	11
1.7.1	Descripción de las necesidades	11
1.7.2	Evaluación y priorización de las necesidades	12
1.8	División política administrativa	13
1.9	Accidentes geográficos	14
1.10	Políticas	14
1.10.1	Datos generales de la municipalidad	14
1.10.2	Atribuciones	14
1.10.3	Organización comunitaria	15
1.10.4	Presencia institucional	15
1.11	Social	16
1.11.1	Descripción histórica	16
1.11.2	Actividades económicas	17
1.11.3	Producción agrícola	17
1.11.4	Comercio	17
1.11.5	Cooperativas	18
1.12	Centros de recreación	18
1.12.1	Turismo	18
1.12.2	Volcanes	19
1.13	Flora y fauna	19
2	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1.	Diseño del parque central comunal de la aldea San Antonio Nejapa.	21
2.1.1.	Descripción del proyecto	21
2.1.2.	Aspectos preliminares	22
2.1.2.1.	Ubicación del proyecto	22
2.1.3.	Topografía del terreno	23
2.1.4.	Delimitaciones sobre el diseño	23

2.1.5. Criterios de diseño	23
2.1.5.1. Tipos de espacios urbanos abiertos	23
2.1.5.1.1. Los espacios urbanos abiertos	23
2.1.5.1.1.1. Actividades públicas	24
2.1.5.1.1.2. Actividades religiosas	24
2.1.5.1.1.3. Actividades comerciales	25
2.1.5.1.1.4. Actividades políticas	25
2.2.6 Diseño de espacios urbanos abiertos	25
2.2.6.1 Principios de diseño	25
2.2.7 Elementos de diseño de espacios abiertos	26
2.2.7.1 Espacio físico	26
2.2.7.2 Mobiliario urbano	26
2.2.7.3 Pavimentos	26
2.2.7.4 Áreas verdes	27
2.2.7.5 Alumbrado público	27
2.2.8 Cualidades de los espacios urbanos abiertos	27
2.2.9 Diseño del espacio urbano	28
2.2.10 Tipos de parques	29
2.2.10.1 Parque de manzana	30
2.2.10.2 Parque vecinal	30
2.2.10.3 Parque de sector o zona	30
2.2.10.4 Parque metropolitano	30
2.2.10.5 Parque especializado	31
2.2.11 Tipos de plazas	31
2.2.11.1 Plazas de circulación	31
2.2.11.2 Plazas de reposo	32
2.2.11.3 Plazas cívicas	32
2.2.12 Diseño del área verde	32

2.2.12.1	Uso de la vegetación como protección contra la contaminación urbana	34
2.2.12.2	Mantenimiento de la vegetación	35
2.2.13	Mobiliario urbano	36
2.2.14	Congruencia con las actividades a realizar en el lugar	36
2.2.14.1	Agrupación del mobiliario	36
2.2.14.2	Relación formal con el entorno	37
2.2.14.3	Lugares para sentarse	37
2.2.15	Depósitos de basura	38
2.2.16	Resguardo para paradas de buses	40
2.2.17	Jardineras	40
2.2.18	Iluminación	41
2.2.19	Pavimentos	43
2.2.20	Técnicas de diseño	45
2.2.21	Área deportiva	47
2.2.21.1	Deporte	47
2.2.21.2	Cancha polideportiva	48
2.2.22	Factores o normas sociales	48
2.2.22.1	Agua potable	48
2.2.22.2	Drenaje	48
2.2.23	Factores o normas ambientales	49
2.2.23.1	Aire	49
2.2.23.2	Ruido	49
2.2.23.3	Polvo	49
2.2.23.4	Lodo	49
2.2.23.5	Basura	50
2.2.23.6	Mal olor	50
2.2.23.7	Compatibilidad	50
2.2.24	Instalaciones deportiva	50

2.2.24.1 Fútbol	50
2.2.24.2 Básquetbol	50
2.2.24.3 Balonmano	51
2.2.24.4 Voleibol	51
2.2.25 Dimensionamiento del área deportiva	52
2.2.25.1 Confederación Deportiva Autónoma de Guatemala (CDAG)	52
2.2.26 Diseño estructural de escenario y sótano	53
2.2.26.1 Diseño arquitectónico	53
2.2.26.1.1 Altura de ambiente	53
2.2.27 Selección del sistema estructural a usar	53
2.2.28 Predimensionamiento estructural	54
2.2.29 Columnas	54
2.2.30 Vigas	55
2.2.31 Losas	56
2.2.32 Cimientos	56
2.2.33 Modelos matemáticos de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos	58
2.2.33.1 Análisis de cargas	58
2.2.33.1.1 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos	59
2.2.33.1.2 Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos	60
2.2.33.1.3 Cargas horizontales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos	62
2.2.34 Método SEAOC (Corte basal)	62
2.2.34.1 Corte basal en el sentido X de la estructura	63
2.2.34.2 Corte basal en el sentido Y de la estructura	64
2.2.34.3 Fuerzas por nivel	64

2.2.34.4	Fuerzas por marcos dúctiles unidos con nudos rígidos . . .	66
2.2.34.5	Fuerzas del marco por torsión	69
2.2.35	Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos . . .	73
2.2.35.1	Cálculo de cargas sobre el marco 2 - eje X	74
2.2.35.2	Cálculo de cargas sobre el marco típico - eje Y	75
2.2.36	Análisis de marcos dúctiles por el método de Kani	76
2.2.36.1	Método Kani-carga muerta-marco típico, sentido Y.	79
2.2.36.2	Resultado de los análisis de Kani marco típico, sentido Y	87
2.2.36.3	Resultado de los análisis de Kani marco, sentido X.	91
2.2.37	Cálculo de momentos positivos en vigas	98
2.2.37.1	Marco típico eje Y	98
2.2.37.2	Envolvente de momentos	100
2.2.37.3	Envolvente de momentos marco típico, sentido Y.	100
2.2.37.4	Envolvente de momentos marco dúctil, sentido X	103
2.2.37.5	Balance de momentos	104
2.2.38	Cálculo de cortes	104
2.2.38.1	Cálculo de cortes en vigas	104
2.2.38.2	Cálculo de cortes en columnas	105
2.2.39	Dimensionamiento	107
2.2.39.1	Diseño de losas	108
2.2.39.1.1	Diseño de losa del primer nivel	109
2.2.39.1.1.1	Balance de momentos	115
2.2.39.1.2	Diseño del acero de refuerzo	118
2.2.39.2	Diseño de vigas	121
2.2.39.3	Diseño de columnas	125
2.2.39.3.1	Columna típica nivel 2	126
2.2.39.3.2	Magnificación de momentos	128
2.2.39.3.3	Cálculo del acero longitudinal por el método	

de BRESLER	130
2.2.39.3.3.1 Cálculo de acero longitudinal	130
2.2.39.3.3.2 Cálculo de acero transversal (estribos)	132
2.2.39.3.3.3 Refuerzo por confinamiento	133
2.2.39.4 Diseño estructural en mampostería	135
2.2.39.4.1 Cálculo de la rigidez	135
2.2.39.4.2 Diseño de muro de mampostería	136
2.2.39.4.3 Diseño a compresión	139
2.2.39.4.4 Diseño a flexión	140
2.2.39.4.5 Diseño a corte	141
2.2.39.4.6 Refuerzos mínimos vertical y horizontal para muro	142
2.2.40 Cimientos	143
2.2.40.1 Suelo	143
2.2.40.1.1 Definición de suelo y roca	143
2.2.40.1.2 Análisis de la capacidad del suelo	143
2.2.40.2 Diseño de cimiento	145
2.2.40.3 Zapata	146
2.2.40.4 Diseño de cimiento corrido	149
2.2.41 Diseño de escalera	152
2.2.42 Diseño de pérgolas	154
2.2.42.1 Portal de pérgolas	154
2.2.42.1.1 Diseño de losas, portal de pérgolas	154
2.2.42.1.2 Diseño de vigas	158
2.2.42.1.3 Diseño de columnas	160
2.2.42.1.4 Diseño de zapatas	162
2.2.43 Diseño de pérgolas de corredor	164
2.2.43.1 Diseño de vigas secundarias para corredor	164
2.2.43.2 Diseño de vigas principales para corredor	166

2.2.43.3	Diseño de columnas	167
2.2.43.4	Diseño de zapatas	167
2.2.44	Presupuesto	168
2.2.	Diseño de edificio escolar de nivel primario, aldea La Pampa	171
2.2.1.	Descripción del proyecto	171
2.2.2.	Ubicación del edificio en el terreno	171
2.2.3.	Topografía del terreno	171
2.2.4.	Normas y criterios de diseño	172
2.2.4.1.	Normas para el diseño de edificios educativos	172
2.2.4.2.	Criterios generales	172
2.2.4.2.1.	Criterios de conjunto	172
2.2.4.2.2.	Criterio de iluminación	173
2.2.4.2.3.	Instalaciones	175
2.2.4.2.4.	Criterios de color	175
2.2.4.2.5.	Criterios de ventilación	175
2.2.4.2.6.	Instalación eléctrica	176
2.2.5.	Mobiliario y equipo	177
2.2.5.1.	Diseño arquitectónico	177
2.2.5.2.	Ubicación del edificio en el terreno	178
2.2.5.3.	Distribución de ambientes	179
2.2.5.4.	Altura del edificio	179
2.2.5.5.	Selección del sistema estructural a usar	179
2.2.5.6.	Análisis estructural	179
2.2.6.	Predimensionamiento estructural	180
2.2.6.1.	Columnas	180
2.2.6.2.	Vigas	181
2.2.6.3.	Losas	182
2.2.6.4.	Cimientos	182
2.2.7.	Modelos matemáticos de marcos dúctiles unidos	

con nudos rígidos	184
2.2.8. Análisis de cargas	184
2.2.9. Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos	185
2.2.10. Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos . . .	186
2.2.11. Cargas horizontales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos	188
2.2.12. Método SEAOC edificio de aulas (corte basal)	188
2.2.12.1. Corte basal en el sentido X de la estructura	189
2.2.12.2. Corte basal en el sentido Y de la estructura	190
2.2.12.3. Fuerzas por nivel	190
2.2.12.4. Fuerzas por marcos dúctiles unidos con nudos rígidos . . .	192
2.2.12.5. Fuerzas del marco por torsión	195
2.2.12.6. Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos	200
2.2.12.7. Cálculo de cargas sobre el marco 2 - eje X	200
2.2.12.8. Cálculo de cargas sobre el marco típico - eje Y.	201
2.2.13. Análisis de marcos dúctiles por el método de Kani	203
2.2.13.1. Resumen general del método de Kani	203
2.2.13.2. Método Kani-carga muerta-marco típico sentido Y	205
2.2.13.3. Resultado de los análisis de Kani marco típico sentido Y	215
2.2.13.4. Resultado de los análisis de Kani marco sentido X	218
2.2.13.5. Cálculo de momentos positivos en vigas	226
2.2.13.5.1. Marco típico eje Y	227
2.2.13.6. Envolvente de momentos	228
2.2.13.6.1. Envolvente de momentos marco típico sentido Y	229
2.2.13.6.2. Envolvente de momentos marco dúctil	

2.2.15.1. Suelo	270
2.2.15.1.1. Definición de suelo y roca	270
2.2.15.1.2. Análisis de la capacidad del suelo	270
2.2.15.2. Diseño de cimiento	272
2.2.15.2.1. Zapata tipo 1	273
2.2.15.2.2. Zapata tipo 2	277
2.2.15.2.3. Diseño de cimiento corrido	280
2.2.16. Diseño de escalera	283
2.2.17. Presupuesto	286
CONCLUSIONES	287
RECOMENDACIONES	289
BIBLIOGRAFÍA	291
APÉNDICE	293
1 Resultado de ensayo de laboratorio de suelo	295
2 Planos constructivos del edificio de la escuela de aldea La Pampa	297
3 Planos constructivos del parque central comunal de aldea San Antonio Nejapa	303

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Municipio de Acatenango, Chimaltenango	1
2. Mapa de ubicación geográfica del municipio de Acatenango	2
3. Población de acuerdo a edades	3
4. Población de acuerdo a género	4
5. Área tributaria de columna	54
6. Planta típica. Sótano	57
7. Planta típica. Escenario	57
8. Elevación marco típico, sentido Y	57
9. Elevación marco típico, sentido X.	58
10. Plantas típicas	59
11. Fuerza por nivel sentido Y	66
12. Fuerza por nivel sentido X	66
13. Simetría del sótano y escenario	67
14. Fuerzas en el marco Y	67
15. Centro de rigidez y centro de masa	71
16. Fuerzas en el marco X	73
17. Fuerzas y cargas en marco sentido X	75
18. Fuerzas y cargas en marco sentido Y	76
19. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido Y– carga muerta	79
20. Marco típico sentido Y– carga muerta-utilizado para Kani	84
21. Momentos en columnas producidos por carga muerta	86
22. Momentos en vigas producidos por carga muerta	87
23. Momentos en columnas producidos por carga viva	88

24. Momentos en vigas producidos por carga viva	89
25. Momentos en columnas producidos por carga de sismo	90
26. Momentos en viga producidos por carga de sismo	90
27. Momentos en columnas producidos por carga muerta	92
28. Momentos en vigas producidos por carga muerta	93
29. Momentos en columnas producidos por carga viva	94
30. Momentos en vigas producidos por carga viva.	95
31. Momentos en columnas producidos por de sismo	96
32. Momentos en vigas producidos por de sismo	97
33. Momentos positivos-carga muerta	98
34. Momentos positivos-carga viva	99
35. Momentos finales para vigas	101
36. Momentos finales para columnas	102
37. Momentos finales para vigas	103
38. Momentos finales para columnas	103
39. Cargas y reacciones	104
40. Diagrama de cortes últimos (kg) – sentido Y	106
41. Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) – sentido X.	106
42. Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) – sentido X.	107
43. Losas de piso de escenario, nivel 1	109
44. Losas del escenario, nivel 2	110
45. Diagrama de losas	112
46. Planta de momentos actuantes en losas de piso de escenario, nivel 1	115
47. Planta de momentos actuantes en losas de escenario, nivel 2	115
48. Planta de momentos balanceados en losas de sótano, nivel 1.	117
49. Planta de momentos balanceados en losas de escenario, nivel 2	118
50. Diagrama de momentos y corte últimos de la viga tipo 1	122
51. Detalle de viga	125
52. Sección de columna	131

53. Diagrama de confinamiento en columna	134
54. Elevación típica de muro de mampostería	136
55. Desplante de zapata	146
56. Corte simple	148
57. Corte punzonante	148
58. Desplante de cimiento	149
59. Presión sobre el suelo	150
60. Distribución de presión	151
61. Tipos de escaleras, con y sin pestañas	153
62. Distribución de cargas y momentos	154
63. Losas de pérgolas	155
64. Diagrama de losas	156
65. Distribución de cargas y momentos	159
66. Diagrama de deformaciones unitarias	160
67. Fuerzas aplicadas	161
68. Distribución de momentos	165
69. Distribución de momentos	166
70. Área tributaria de columna	180
71. Planta típica. Edificio de aulas nivel 1 y 2	183
72. Elevación marco típico, sentido Y.	183
73. Elevación marco típico, sentido X.	183
74. Planta típica, edificio escolar.	185
75. Fuerza por nivel sentido Y	192
76. Fuerza por nivel sentido X	192
77. Simetría del edificio escolar	193
78. Fuerzas en el marco Y	193
79. Centro de rigidez y centro de masa	197
80. Fuerzas en el marco X	199
81. Fuerzas y cargas en marco sentido X	201

82. Fuerzas y cargas en marco sentido Y	202
83. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido Y– carga muerta	205
84. Marco típico sentido Y– carga muerta-utilizado para Kani	211
85. Momentos en columnas producidos por carga muerta	213
86. Momentos en vigas producidos por carga muerta	214
87. Momentos en columnas producidos por carga viva	215
88. Momentos en vigas producidos por carga viva	216
89. Momentos en columnas producidos por carga de sismo	217
90. Momentos en viga producidos por carga de sismo	218
91. Momentos en columnas producidos por carga muerta	219
92. Momentos en vigas producidos por carga muerta	221
93. Momentos en columnas producidos por carga viva	222
94. Momentos en vigas producidos por carga viva	223
95. Momentos en columnas producidos por de sismo	225
96. Momentos en vigas producidos por de sismo	226
97. Momentos positivos-carga muerta	227
98. Momentos positivos-carga viva	228
99. Momentos finales para vigas	230
100. Momentos finales para columnas	231
101. Momentos finales para vigas.	231
102. Momentos finales para columnas	232
103. Diagrama de carga y reacción	233
104. Diagrama de cortes últimos (Kg) – sentido Y.	235
105. Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) – sentido Y.	235
106. Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) – sentido Y.	236
107. Losas del edificio educativo	238
108. Diagrama de losas	240
109. Planta de momentos actuantes en losas típicas – nivel 1	242
110. Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1	244

111. Diagrama de momentos y corte últimos de la viga tipo 1	248
112. Detalle de viga	251
113. Sección de columna	257
114. Diagrama de confinamiento en columna	259
115. Elevación típica de muro de mampostería	262
116. Desplante de zapata	273
117. Corte simple	275
118. Corte punzonante	276
119. Zapata combinada	277
120. Planta de zapata combinada	278
121. Diagrama de corte y momento	278
122. Desplante de cimiento	280
123. Presión sobre el suelo	281
124. Distribución de presión	282
125. Tipos de escaleras, con y sin pestañas	284
126. Dimensiones de escalera	284
127. Distribución de cargas y momentos	285
128. Informe del estudio de suelos. Diseño de parque central comunal	295
129. Informe del estudio de suelos. Diseño de la edificación escolar.	296
130. Juego de plano, escuela aldea La Pampa	297
131. Juego de plano, parque central comunal aldea San Antonio Nejapa.	309

TABLAS

I. Información de comunidades	7
II. Nivel de escolaridad de la niñez y juventud	11
III. Dimensiones mínimas para canchas	52

IV. Peso-Metro de la estructura por Nivel	65
V. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel	70
VI. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel	71
VII. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel	72
VIII. Fuerzas por marco por torsión del primer nivel	73
IX. Resultado de Kani. Momentos en nudos	84
X. Resultado de Kani. Momentos en columnas.	85
XI. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga muerta).	85
XII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga muerta).	86
XIII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga viva).	87
XIV. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga viva).	88
XV. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo).	89
XVI. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo).	90
XVII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de muerta)	91
XVIII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de muerta)	92
XIX. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de viva).	93
XX. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de viva).	94
XXI. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo)	95
XXII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo)	96
XXIII. Resultado de momentos positivos para carga muerta y viva	99
XXIV. Resultado de momentos finales para vigas	101
XXV. Resultado de momentos finales para columnas	102
XXVI. Áreas de acero requeridas en losas típicas	120
XXVII. Cálculo del área de acero para viga tipo 1	123
XXVIII. Rigidez en muros	137
XXIX. Centro de corte de muros, sentido Y.	137
XXX. Centro de masa en muros	138
XXXI. Distribución de la carga lateral, sentido Y.	139
XXXII. Distribución del momento de volteo	139

XXXIII. Diseño a corte de los muros	142
XXXIV. Refuerzo horizontales y verticales de los muros	142
XXXV. Presupuesto, parque central, aldea San Antonio Nejapa	169
XXXVI. Peso-Metro de la estructura por nivel.	191
XXXVII. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel	196
XXXVIII. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel	197
XXXIX. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel	199
XL. Fuerza por marco por torsión del primer nivel	199
XLI. Resultado de Kani. Momentos en nudos.	212
XLII. Resultado de Kani. Momentos en columnas.	212
XLIII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga muerta).	213
XLIV. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga muerta).	214
XLV. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga viva)	215
XLVI. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga viva)	216
XLVII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo)	216
XLVIII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo)	217
XLIX. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de muerta)	218
L. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de muerta)	220
LI. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de viva).	221
LII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de viva).	222
LIII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo)	224
LIV. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo)	225
LV. Resultado de momentos positivos para carga muerta y viva	227
LVI. Resultado de momentos finales para vigas	229
LVII. Resultado de momentos finales para columnas	230
LVIII. Áreas de acero requeridas en losas típicas	246
LIX. Cálculo del área de acero para viga tipo 1	249
LX. Rigidez en muros	263
LXI. Centro de corte de muros, sentido Y.	264

LXII.	Centro de masa en muros	264
LXIII.	Distribución de la carga lateral, sentido Y.	265
LXIV.	Distribución del momento de volteo	265
LXV.	Diseño a corte de los muros	269
LXVI.	Refuerzo horizontales y verticales de los muros	269
LXVII.	Presupuesto, edificio escolar, aldea La Pampa	286

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
Ag	Área gruesa de una columna
Ap	Área de punzonamiento
As(+)	Área de acero a tensión
As(-)	Área de acero a compresión
As	Área de acero de refuerzo
Asmáx	Área de acero máximo permitido
Asmín	Área de acero mínimo permitido
AsTEMP	Área de acero por temperatura
Av	Área de varilla
Az	Área de zapata
b/d	Relación de sección óptima de vigas.
c	Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro
C	Coefficiente para el cálculo de momentos en losas, tomado del ACI
CG	Centro de gravedad
CM	Carga muerta
Cm	Centro de masa
CMU	Carga muerta última
CR	Centro de rigidez
CU	Carga última
CVU	Carga viva última
CV	Carga viva
d	Peralte efectivo
E	Esbeltez de la columna

Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Es	Módulo de elasticidad del acero
ex	Excentricidad en el sentido <i>X</i>
ey	Excentricidad en el sentido <i>Y</i>
f'c	Resistencia del concreto a compresión
Fcu	Factor de carga última
Fni	Fuerza por nivel, en el nivel <i>i</i>
fy	Esfuerzo de fluencia del acero
Kx	Coefficiente de iteración para el sentido <i>X</i>
Ky	Coefficiente de iteración para el sentido <i>Y</i>
Lo	Longitud de confinamiento de estribos
Lu	Longitud libre de la columna o viga
M	Momento
m	Relación entre los claros de la losa, A/B
M(+)	Momento positivo
M(-)	Momento negativo
MCM	Momento inducido por la carga muerta
MCV	Momento inducido por la carga viva
MS	Momento inducido por la fuerza sísmica
MB	Momento balanceado
Msop	Momento soportado usando el <i>As</i> mínimo
Mx	Momento último actuando en el sentido <i>X</i>
My	Momento último actuando en el sentido <i>Y</i>
Md	Momento de diseño (magnificado)
Mdx	Momento de diseño (magnificado) actuando en el sentido <i>X</i>
Mdy	Momento de diseño (magnificado) actuando en el sentido <i>Y</i>
P	Carga aplicada a la columna
Pu	Carga última
PCOL	Peso de la columna

PSUELO	Peso del suelo sobre zapata
PCIM	Peso del cimiento
PVIGAS	Peso de vigas
P'u	Carga de resistencia de la columna
P'ux	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x
P'uy	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y
P'o	Carga axial de resistencia de la columna
q	Presión sobre el suelo
q_{máx}	Presión máxima sobre el suelo
q_{mín}	Presión mínima sobre el suelo
q_u	Presión última sobre el suelo
R	Rigidez de un elemento
R_i	Rigidez total del marco rígido i
t	Espesor de losa
V_{máx}	Corte máximo actuante
V_r	Resistencia al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto
V_s	Valor soporte del suelo
W	Peso distribuido
WCV	Carga viva distribuida
WCM	Carga muerta distribuida
W_i	Peso distribuido por nivel
ψ_A	Coefficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo superior
ψ_B	Coefficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo inferior
ψ_P	Coefficiente promedio que mide el grado de empotramiento a la rotación
Φ	Coefficiente de reducción de resistencia

GLOSARIO

Acero mínimo	Cantidad mínima de refuerzo por flexión.
Altura útil de la sección (d)	Es la distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroíde del elemento sujeto a tensión.
Análisis estructural	Proceso que se realiza para determinar las respuestas de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla.
Carga axial	Fuerza aplicada a un elemento exactamente en coincidencia con su centroíde o eje principal.
Carga muerta	Cargas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición, durante la vida de la estructura.
Carga última	Cargas totales sobre un elemento estructural con factores de incertidumbre.
Carga viva	Cargas de ocupación en edificios. Pueden estar total o parcialmente en un espacio.
Cimentación	Subestructura cuya función principal es transmitir las cargas de la edificación al suelo.

Concreto	Material que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava, agua y aire.
Concreto reforzado	Combinación del concreto simple (mezcla de cemento, agregado grueso, agregado fino y agua), con acero estructural, generalmente en forma de barras. La finalidad es obtener un material resistente tanto a la compresión como a la tensión.
Confinamiento	Separación recomendada entre estribos, para proveer al concreto de una mayor ductilidad.
Consolidación	Proceso de disminución de volumen que tiene lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo.
Corte basal	Es la fuerza total lateral que se aplica a una edificación, para simular sobre un modelo matemático, los efectos del sismo, en la estructura.
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.
Dúctil	Admite grandes deformaciones sin llegar a romperse.

Esfuerzo	Fuerza por unidad de área.
Especificaciones	Normas que rigen el diseño, las cuales son una función del tipo de estructuras para llenar la finalidad previamente establecida.
Estribo y/o Eslabón	Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y torsión en un elemento estructural.
Excavaciones	Zanjas realizadas en un terreno, construidas cuidadosamente, ajustándose a la línea y pendiente señaladas. Las caras laterales serán verticales.
Excentricidad	Es la distancia del centro de masa al centro de rigidez.
Flexión	Momento flector que actúa en la sección de un elemento estructural.
Mampostería reforzada	Construcción con bloques o unidades de mampostería en la cual el acero de refuerzo, combinado con el mortero, proporcionan un fuerte sistema estructural unificado.
Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.

Mortero	Mezcla con cemento, cal, arena y agua, usado para unir las unidades de mampostería entre sí y formar uniones.
Muestra inalterada	Muestra de suelo que conserva la estructura natural del terreno hasta el momento del ensayo.
Pin	Una varilla de refuerzo en la cavidad de la mampostería.
Resistencia nominal	Resistencia real o que es capaz de resistir cierto elemento hasta fallar.
Resistencia de diseño	Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción Φ .
Rigidez	Capacidad de resistencia de un elemento estructural a la deformación.
SEAOC	Structural Engineers Association of California. (Asociación de Ingenieros Estructurales de California).
Suelo homogéneo	Suelo en el que sus propiedades no varían de un punto a otro.
Unidad de mampostería	Ladrillo, block de concreto o ladrillo hueco que es usado en la construcción de mampostería.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en las aldeas La Pampa y San Antonio Nejapa del municipio de Acatenango, Chimaltenango. Este tiene como objetivo fundamental, proporcionar soluciones técnicas a las necesidades reales de cada población.

El trabajo de graduación está dividido en dos fases muy importantes: el primero es la fase de investigación, en donde se detalla la monografía y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos del municipio en general; en la segunda fase denominada Servicio Técnico Profesional, contiene el desarrollo de los diseños estructurales de los dos proyectos, tanto el de construcción de nuevas aulas para la escuela, como el diseño del parque comunal, dichos proyectos fueron seleccionados con base al diagnóstico practicado conjuntamente con autoridades municipales y pobladores beneficiarias.

De acuerdo con la investigación realizada en las mismas, se logró determinar que uno de los problemas de prioridad es la falta de espacio para atender y aceptar niños en la escuela de la aldea La Pampa y la segunda es la necesidad de la construcción de un parque para la recreación, distracción y descanso de toda la población de la aldea de San Antonio Nejapa.

Cabe mencionar que en cada uno de los diseños se realizó la estructura física necesaria para el buen funcionamiento de cada uno, haciendo énfasis en el diseño estructural, considerando una estructura de marcos dúctiles, con losas planas de concreto reforzado. Así también se elaboraron los planos y presupuestos para cada uno de los proyectos.

OBJETIVOS

General

Diseñar una edificación escolar de dos niveles para la aldea La Pampa y diseñar el parque central comunal de la aldea San Antonio Nejapa, municipio de Acatenango, departamento de Chimaltenango.

Específicos:

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar en estudio.
2. Diseñar la edificación escolar de dos niveles en la aldea La Pampa y el diseño del parque central comunal de la aldea San Antonio Nejapa, del municipio de Acatenango, Departamento de Chimaltenango.
3. Colaborar con la Oficina Municipal de Planificación, en actividades ajenas a los proyectos designados para el ejercicio profesional supervisado. Así como transmitirles los conocimientos técnicos básicos necesarios.
4. Definir el espacio físico público para la construcción de un conjunto recreativo de forma ordenada y funcional, con el fin de colocar cada elemento en el lugar adecuado.

INTRODUCCIÓN

En todo proceso de transformación encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes de determinada región, juegan un papel importante las políticas de desarrollo, que tienen por objeto promover un cambio positivo en el modo de vida de las comunidades. Entre los proyectos que contribuyen a realizar dichos cambios en las comunidades, están aquellos destinados a satisfacer las necesidades básicas de cada uno de sus pobladores

La aldea La Pampa, es una de las tantas aldeas en vías de desarrollo, ya que no tienen acceso a la educación debido a la poca capacidad y las condiciones pésimas de los centros educativos para albergar una gran cantidad de niños, que con mucho esfuerzo asisten a las escuelas; así mismo también el desarrollo de las comunidades se basa en mejorar el nivel físico y mental de los niños, por tal razón en la aldea de San Antonio Nejapa se pensó en un espacio adecuado para la recreación y distracción tanto de los niños como de toda la población en general. La realidad latente es que estas comunidades no han podido mejorar sus condiciones de vida, por razones antes mencionadas y otras.

Es por esta razón que el presente trabajo de graduación está orientado a plantear soluciones factibles a problemas de servicios básicos e infraestructura del área rural del municipio de Acatenango, como son: el diseño de la edificación escolar de nivel primario para la aldea La Pampa y el diseño del parque central comunal de la aldea San Antonio Nejapa, proyectos que son de vital importancia para estas comunidades.

La educación y la recreación son básicos para todas las poblaciones, para que su nivel de vida sea digno, no debiéndose tratar los proyectos a la ligera sino como

proyectos de interés, puesto que contribuyen de forma determinante al desarrollo social y económico del país.

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 los proyectos.

El presente trabajo contiene el desarrollo de los proyectos realizados en dichas aldeas, en los cuales 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 del municipio de Acatenango, Chimaltenango.

1.1.1 Aspectos generales

1.1.1.1 Límites y colindancias:

Al norte con Patzicia, Zaragoza y Patzún (Chimaltenango)

Al sur con San Pedro Yepocapa (Chimaltenango)

Al este con San Andrés Itzapa (Chimaltenango)
y San Miguel Dueñas (Sacatepéquez)

Al oeste con Pochuta (Chimaltenango)

1.1.1.2 Extensión territorial:

Su extensión territorial es de 172 kilómetros cuadrados de superficie, no está dividida en cantones pero si cuenta con nomenclatura la cual se divide en tres zonas; cada una con sus avenidas y calles respectivas dentro del municipio.

Figura 1. Municipio de Acatenango, Chimaltenango.

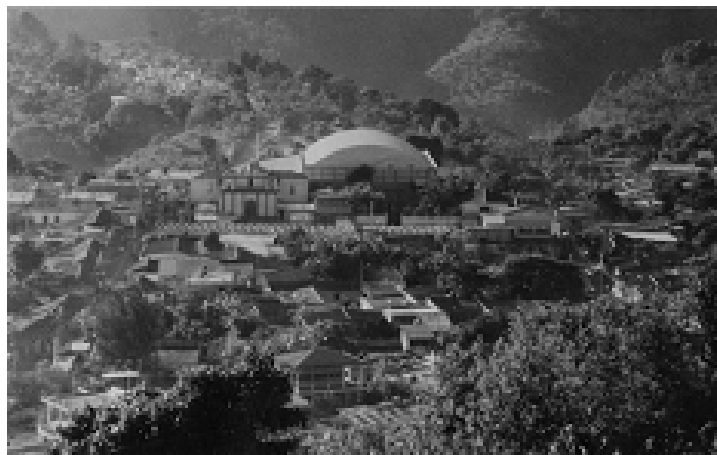
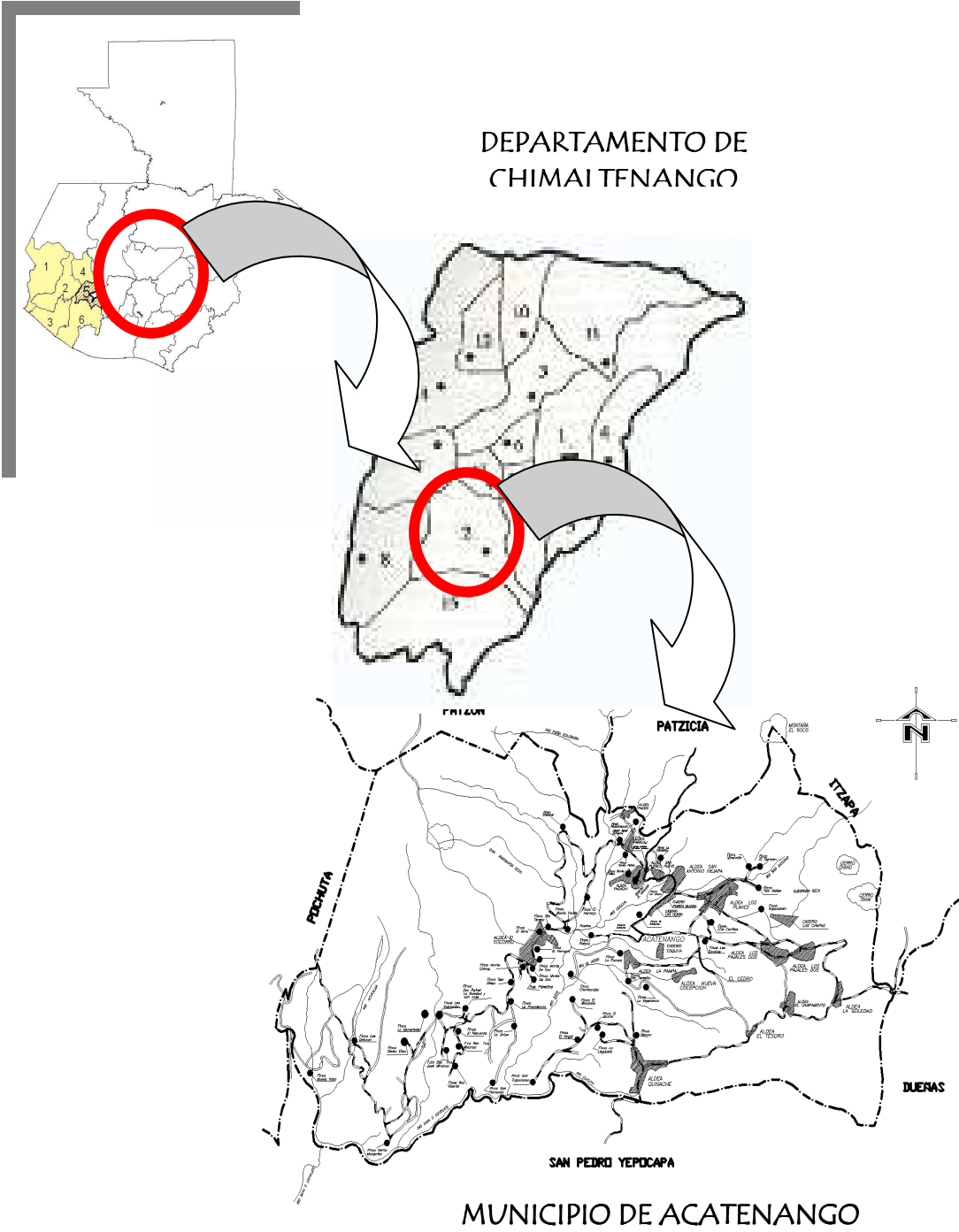


Figura 2. Ubicación geográfica del municipio de Acatenango.



1.1.1.3 Altura 1,571 metros sobre el nivel del mar.

1.1.1.4 Población actual

Población total 22,184 habitantes

Población urbana 20 % de habitantes

Población rural 80% de habitantes

Densidad de población total 128.98 habitantes / kilómetro cuadrado

Indicadores de posición de la población

No pobre 10%

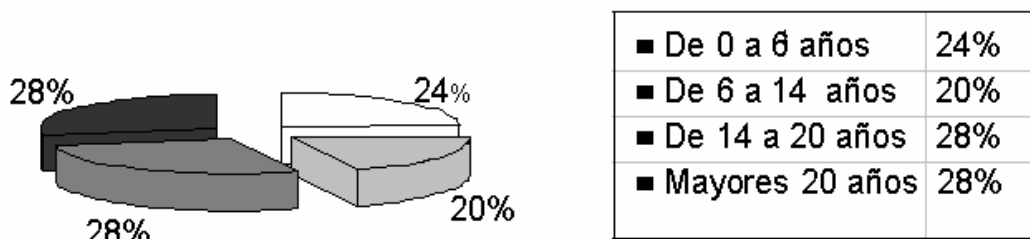
Pobre 40%

Pobreza extrema 50%

El 24 por ciento de la población son niños de hasta 6 años; el 20 por ciento son adolescentes de hasta 14 años, lo cual evidencia que la población infantil es del 44 por ciento, el 28 por ciento son jóvenes de hasta 20 años, y el 28 por ciento son adultos mayores de 20 años. Estos datos fueron tabulados con base a una encuesta sanitaria realizada en el lugar en el mes de Septiembre de 2008, y comparadas con el censo poblacional de este municipio, realizado por personal del Ministerio de Salud Pública del municipio de Acatenango.

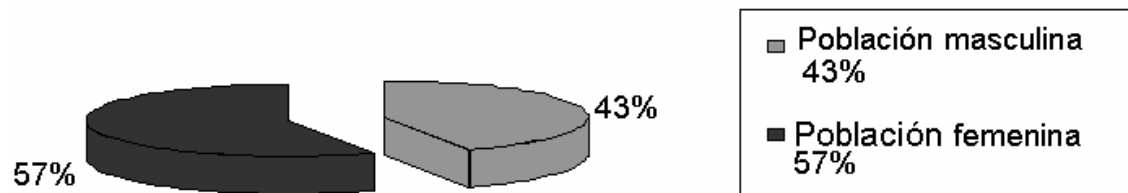
A continuación se ilustran dos gráficas en las que se muestra los datos de población del municipio de Acatenango, departamento de Chimaltenango.

Figura 3. Población de acuerdo a edades



De acuerdo al género: la población masculina es del 43% y la femenina del 57%.

Figura 4. Población de acuerdo a género



1.1.1.5 Suelos

Los suelos predominantes en el municipio, son los suelos arenosos y que por sus características topográficas quebradas son fértiles en un alto porcentaje.

1.1.1.6 Idioma

Los dos idiomas que se hablan están distribuidos de la siguiente manera. El 90 por ciento de la población adulta habla el idioma cakchiquel y el resto el español; el 95 por ciento de la niñez y juventud habla el español y el 5 por ciento el cakchiquel, que dicho sea de paso éste es el idioma materno local. Este último dato refleja el alto índice de abandono de la niñez y la juventud del idioma materno, evidenciando así la pérdida de los valores culturales que sus ancestros han heredado por generaciones.

1.1.1.7 Tipología de las viviendas

Las viviendas están construidas en un 88 por ciento de paredes de mampostería de block o adobe y un 12 por ciento, de madera y lámina galvanizada; las cubiertas de los techos están distribuidas así: 98 por ciento de lámina galvanizada y 2 por ciento de losa de concreto reforzado; los pisos: 58 por ciento de torta de concreto, 36 por ciento de tierra apisonada y 6 por ciento de baldosa o piso de granito.

La principal característica del diseño arquitectónico de las viviendas, en un 75 por ciento, consiste en poseer únicamente tres ambientes, que utilizan como dormitorios y cocina-comedor, cocinando en estufas de gas, de dos hornillas.

Según lo recabado se pudo constatar que la calidad de vivienda en el municipio y comunidades se puede decir que es la siguiente:

Buena 20%	Regular 30%	Mala 50%
-----------	-------------	----------

1.2 Aspecto de infraestructura

1.2.1 Vías de acceso

En la actualidad, la vía más rápida para llegar al municipio desde la ciudad de Guatemala es la siguiente: se recorren 70 kilómetros en carretera asfaltada hasta el municipio de Patzicía, Chimaltenango (a través de la CA-1 occidente), luego se recorren otros 15 kilómetros en carretera asfaltada que conduce de dicho municipio hacia Acatenango, el acceso en general está en buenas condiciones. Se puede llegar en cualquier tipo de vehículo.

Acatenango, municipio del departamento de Chimaltenango, esta situado a 85 kilómetros de distancia de la ciudad capital y a 30 de la cabecera departamental de Chimaltenango, dicha carretera hasta el año 1997 era terracería hasta el municipio de Patzicia pero en la administración del gobierno del presidente Álvaro Arzu y del alcalde Isaías Marroquín se logro cubrir a un 100% de cinta asfáltica también existe una carretera que une al municipio con el de San Pedro Yepocapa a una distancia de 22 kilómetros por la carretera principal y existe otro ingreso por un desvío denominado el cedro el cual lo aproxima a 14 kilómetros y para llegar a Santa Lucia Cotzumalguapa se necesita recorrer otros 16 kilómetros más después de llegar a San Pedro Yepocapa, quedando entonces a una distancia de Acatenango a Santa Lucia de 38 kilómetros y

existe otra carretera que une a el municipio con la Antigua Guatemala que tiene una distancia de 22 kilómetros los cuales son en su totalidad de terracería. Internamente la cabecera municipal se comunica con las comunidades por medio de carreteras de terracería, caminos empedrados y veredas las cuales se encuentran en su mayoría en aceptables condiciones.

Dentro de los servicios de transporte se puede mencionar la empresa de servicio de buses extraurbanos Belmon y transportes Princesita, así como los servicios frecuentes de pick up que prestan sus servicios a la población para trasladarlos al municipio más cercano o a donde quieran llegar.

1.3 Servicios públicos

1.3.1 Nivel de salud de la población

Tasa bruta de mortalidad indicadores de salud	359.89
Tasa bruta de morbilidad indicadores de salud	8,424
Tasa de mortalidad neonatal y post natal	6.29%
Tasa de mortalidad infantil	26.73%
Tasa global de fecundidad	171.98%
Tasa de crecimiento vegetativo	2.87%
Tasa de mortalidad infección gastro intestinal	10.38%
Tasa mortalidad infecciones respiratorias agudas	22.64%

1.3.2 Servicios de salud

De los servicios Públicos con que se cuenta a nivel municipal únicamente se cuentas con un centro de salud tipo “B” en donde prestan sus servicios: 1 médico, 2 practicantes EPS de medicina, dos médicos particulares los que solo atienden fin de

semana, 2 enfermeras profesionales, 8 auxiliares, 35 promotores 20 comadronas, 2 técnicos en salud rural, 1 inspector de saneamiento ambiental, 1 centro de atención primaria financiado por la FUNDACIÓN GUATEMALTECA PARA EL DESARROLLO CARROLL BEHRHORST y por el SIAS, la tasa de cobertura es atendida con 5 puestos de salud, estando en las comunidades de Acatenango, Quisaché, Pajales II, El Socorro y San Antonio Nejapa; todos los materiales y medicamentos del Centro de Salud y Puestos de Salud son proporcionados por la Jefatura de área de salud Chimaltenango, también existe un puesto de unidad mínima en aldea Los Planes, y un centro comunitario en los siguientes lugares: Finca Tehuya, aldea el Campamento, aldea Pajales I, aldea Los Planes, aldea Pueblo Nuevo (Caserío el Mirador), aldea Paraxaj (Pacacay, Pacoc y Finca Santa Felisa), Finca Chalabal y el Naranja, Finca El Recuerdo (San Vicente, Valparaíso y La Esmeralda) y Finca Santa Margarita.

Tabla I. Información de comunidades.

Ubicación de centro comunitario	Nombre de las comunidades	Población que cubre	Distancia en Km. de la comunidad al Centro de Salud más cercano
CAMPAMENTO	Aldea El Campamento	676	15
	Caserío El Tesoro	08	20
	Aldea La Soledad	393	13
PAJALES I	Aldea Pajales I	562	07
	Caserío Chapas	48	12
NUEVA CONCEPCIÓN	Aldea Nueva Concepción	331	06
LA PAMPA	Aldea La Pampa	519	02
	Finca Tehuyá	320	30
	Finca La Esperanza	21	10
	Caserío Siquinya	97	05
	Finca Chantunjay	12	07
	Finca El Nogal	14	31
	Finca El Jocote	20	20

	Finca La Laguneta	26	29
	Finca La Pampa	23	03
LOS PLANES	Aldea Los Planes	1923	08
	Caserío Alianza	49	04
PUEBLO NUEVO	Aldea Pueblo Nuevo	795	05
	Caserío El Mirador	137	06
	Caserío Puerta Blanca	75	04
PARAXAJ	Finca Chalabal	28	15
	Finca El Platanar	53	02
	Finca El Naranja	23	10
	Aldea Pacacay	337	07
	Aldea Pacoc	153	10
	Aldea Paraxaj	142	09
	Finca Santa Felisa	82	07
	Caserío Jocotales	50	06
EL RECUERDO	Finca La Esmeralda	22	31
	Finca La Providencia	104	25
	Finca San Rafael	10	29
	Finca San José Miramar	15	31
	Finca San Vicente	67	32
	Finca Valparaíso	58	32
	Finca El Recuerdo	13	28
	Finca San Diego	143	25
	Finca La Unión	19	26
	Finca San José	17	29
	Finca La Soledad	18	28
FINCA SANTA MARGARITA	Finca Santa Margarita	365	39
	Finca Buena Vista	16	47
	Caserío Santa Elisa	42	35
	Finca Las Delicias	55	44

1.4 Servicios básicos

1.4.1 Agua potable

% de vivienda sin agua potable		% de vivienda sin alcantarillado	
Nivel urbano	02%	Nivel urbano	10%
Nivel rural	05%	Nivel rural	50%
% de vivienda sin letrinas			
Nivel urbano	01%		
Nivel rural	30%		

Evidentemente no se cuenta con una red de alcantarillado sanitario y un sistema de tratamiento de desechos sólidos, motivo por el cual se mantiene un nivel de salubridad nefasto y alarmante.

1.5 Etnia, religión y costumbres

En este municipio como en la mayoría de los del país, existen dos grupos étnicos, Indígena y Ladinos. En Acatenango el grupo indígena abarca un 65% y el 35% que lo conforman los ladinos. Cada grupo étnico posee su propia costumbre y forma de vida. En la actualidad no existe un traje típico definido, por la invasión de costumbres foráneas y el alto valor de los trajes.

Se practica la religión católica en un 75 por ciento y un 25 por ciento practica la religión protestante. De las tradiciones se citan: Las posadas y procesiones del Niño Dios de Navidad, la visita de los muertos el uno y dos de noviembre, para llevar flores, coronas y hasta ayote en dulce; también asistir a la iglesia para poder convivir y socializar con los demás habitantes, ocasionalmente se organizan encuentros de fútbol.

1.6 Educación

El municipio de Acatenango y en todas las aldeas, cuentan con establecimientos educativos oficiales, privados y por cooperativa. Los niveles que están comprendidos son:

- PRE-PRIMARIA,
- PRIMARIA,
- BÁSICOS
- DIVERSIFICADO. (Sólo la cabecera)

En el nivel Pre-primario, la población escolar atendida es de hasta un 25% y la población no atendida que es del 75%, se debe en su mayoría a que los padres de familia no envían a sus hijos a esta edad por costumbre, ignorancia y porque esperan hasta mandarlos a la Escuela Primaria directamente.

En el nivel primario, se atiende un 50% y el 50% no es atendido por falta de recursos económicos. Se puede decir que en el nivel básico se atiende hasta un 50% y el 50% no asisten por falta de recursos económicos, a esa edad ya ayudan al sostenimiento de la familia.

En el nivel diversificado, se atiende el 25% y el otro 75% no es atendido porque no pueden asistir por falta de recursos económicos y porque la carrera que se imparte es única siendo esta Perito Contador en el Instituto por Cooperativa municipal de Educación Media (ICEM) y otra parte que se va a otros lugares a seguir sus estudios ya sea al departamento, la ciudad u otro municipio. Tiene una deserción en todos los niveles del 3%.

En los últimos años se ha ido incrementando levemente el número de niños en la escuela, que de hecho son datos muy alentadores para nuestra sociedad, ya que esto

contribuye al desarrollo local y como consecuencia de nuestro país. En la siguiente tabla se describe el nivel de escolaridad en porcentaje del total de la niñez y juventud por sexo del municipio, según datos proporcionados por el director del establecimiento educativo de la localidad.

Tabla II. Nivel de escolaridad de la niñez y juventud.

NIVEL	HOMBRES (%)	MUJERES (%)	NO ASISTEN (%)	TOTAL (%)
Pre-primario	46	40	14	100
Primario	44	38	16	100
Ciclo básico	12	6	82	100
Ciclo diversificado	8	12	88	100

1.7 Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

1.7.1 Descripción de las necesidades

Entre las necesidades principales que se consideraron en las aldeas según información de la municipalidad son las que a continuación se describen.

→ Diseño y construcción de sistema abastecimiento de agua potable; actualmente no cuenta con un sistema adecuado, eficiente y capaz de satisfacer las necesidades de toda la comunidad, debido que ha finalizado su período de diseño, lo que hace imperativo diseñar un sistema que proporcione una dotación sanitariamente segura.

→ Diseño y construcción del sistema de alcantarillado sanitario; la carencia de un sistema apropiado para disposición de aguas servidas crea alteraciones y problemas de distinta índole.

- Construcción de un centro de salud; no existe una edificación designada al servicio de salud de la población, obligándolos a buscar éstos servicios en aldeas cercanas y cabecera municipal.
- Adquisición de un predio para cementerio comunal; los pobladores no cuentan con un cementerio para el entierro de sus seres queridos.
- Construcción de lugares recreativos como parques, cancha de básquetbol; en busca de proporcionar sitios recreativos y fomentar el deporte en la niñez y la juventud.
- Salón comunal; la población se ve afectada por la falta de un lugar apropiado para el montaje de actividades socioculturales y eventos importantes en la comunidad.
- Construcción o ampliación de los centros educativos, ya que son insuficientes los espacios con que se cuenta.

1.7.2 Evaluación y priorización de las necesidades

Considerando los criterios tanto de la alcaldía como de los comités, se enumeran a continuación según el orden de prioridad asignado.

- Centros educativos.
- Construcción de parque y canchas recreativas.
- Construcción de un centro de salud.
- Construcción de salón comunal

Se priorizaron los proyectos de diseño de la edificación escolar de la aldea La Pampa y el parque comunal de San Antonio Nejapa. Siendo ambas de primera necesidad para el desarrollo de sus habitantes.

1.8 División política administrativa

Según punto de acta emitido por el Concejo Municipal, en octubre del año 2008, remitido al Instituto Nacional de Estadística e Instituto geográfico Nacional, para los efectos legales. El municipio de Acatenango se encuentra dividido en 06 colonias, 16 aldeas, 11 caseríos, y 47 fincas. De la manera siguiente:

Colonias:

El Sare	San Carlos	El Injertal
El Potrerito	Naranjales	La Ladrillera

Aldeas:

Quisache	Pajales II	Pueblo Nuevo	El Socorro
El Campamento	Los Planes	Pacacay	Nueva
La Soledad	San Antonio	Paraxaj	Concepción
Pajales I	Nejapa	Pacoc	La Pampa

Caseríos:

Siquinyá	Santa Ana	El Tesoro	La Felicidad
El Mirador	Chimichabal	Campo Alegre	Xacaya
La Unión	Nueva Alianza	El Destierro	

Fincas:

Tajancarón	La Pampa	Santa Felisa	Monte de Oro 3
El Nogal	La Felicidad	Santa Elisa	Palestina
El Jocote	La Concepción	Chalabal	San Diego
Buena Vista	Los Encinos	Chalabal La	Buena Vista
La Laguneta	El Porvenir	Estrella	La Providencia
Tehuya Godoy	El Carmen	El Naranjo	La Unión
La Esperanza	Chantunjay	Chicap Monte	San Vicente
Ramos	El Platanar	Nuevo	Pacún
Los Nardos	Siguintauc	Monte Verde	

San José	El recuerdo	La Esmeralda
Miramar	Miramar	Santa Margarita
San Francisco	Valparaíso	Las Delicias
Miramar	San Rafael	La Unión

1.9 Accidentes geográficos: (recursos naturales y nacimientos)

En su territorio se encuentran el volcán de Acatenango y dos cerros: Sanay, Chino, el Soco, la Campana y montaña Balnjoyu. Lo recorren 9 ríos 2 riachuelos y 16 quebradas. Entre los ríos principales se pueden mencionar los siguientes: Xaya Pixcaya que atraviesa casi todo el municipio, Las Lajas, El Caracol, Quiquiya, El Arco, Tehuyá, Cocoya, El Zapote.

1.10 Políticas

1.10.1 Datos generales de la municipalidad

La municipalidad del municipio de Acatenango, Chimaltenango se encuentra organizada en una corporación encabezada y dirigida por el alcalde municipal, quien es apoyado por cuatro concejales titulares en su orden del primero al cuarto y un suplente, dos síndicos titulares en su orden primero y segundo y un suplente, todos electos popular y democráticamente. Dicha corporación municipal ejerce el gobierno y la administración del municipio, y su sede se encuentra en la cabecera del municipio. (Edificio Municipal).

1.10.2 Atribuciones

Elaboración y ejecución de planes y programas de desarrollo urbano y rural del municipio, en coordinación con el plan nacional de desarrollo y el sistema de consejos

de desarrollo urbano y rural. Autorización y supervisión de la construcción de obras públicas y privadas.

Elaboración, aprobación, ejecución, evaluación y liquidación del presupuesto de ingresos y egresos del municipio, protección del derecho de los vecinos y de las comunidades, a su identidad cultural de acuerdo a sus valores, lenguas, tradiciones y costumbres, así como la gestión de recursos financieros para el desarrollo del municipio.

1.10.3 Organización comunitaria

Existen en las aldeas y caseríos del municipio organizaciones de desarrollo local, que se encuentran agrupadas entre las que se pueden mencionar los Consejos Comunitarios de Desarrollo, los cuales velan por que las necesidades de cada una de las comunidades sean mitigadas, a través de las gestiones a la municipalidad y otras instituciones como FONAPAZ, FIS, FOGUAVI, FODIGUA, MAGA, entre otras; de la misma manera se encuentran las agrupaciones de mujeres las cuales tienen como función participar en los cuidados de la salud e integridad nutritiva de los niños y de la familia en general.

1.10.4 Presencia institucional

Coordinación Técnica Administrativa (CTA.), Ministerio De Educación Publica, Epesistas de la Universidad de San Carlos de Guatemala (USAC), Centro de salud Publica del Ministerio de salud Publica y Asistencia Social, Comisión Nacional para la Reducción de desastres (CONRED), Comisión Nacional del Medio Ambiente (CONAMA), Instituto Técnico de Capacitación y Productividad (INTECAP), Tribunal Supremo Electoral (TSE), ONG`s como: Acción Ciudadana, Fundación Centroamericana de Desarrollo (FUNCEDE), Fundación Cristiana Para Los Niños y Ancianos SGO, Fundación Guatemalteca para el desarrollo Carroll Behrhorst, Sistema

Integral de Asistencia en Salud (SIAS). POLITICAS: Partido de Solidaridad Nacional (PSN), Partido Patriota (PP), Partido de Avanzada Nacional (PAN), Democracia Cristiana (DC), Unionistas, Unidad Nacional de la Esperanza (UNE), Unidad Revolucionaria Nacional Guatemalteca (URNG) Frente Republicano Guatemalteco (FRG).

1.11 Social

1.11.1 Descripción histórica

Según una descripción realizada por Fray Francisco de Zuaza en 1686, este pueblo se conocía como San Antonio Nexapa (Nejapa), Este municipio fue fundado durante la colonia y fue declarado como tal el 27 de agosto de 1836. Su nombre Acatenango. Su etimología viene del Nahuatl acatl – caña o carrizo, utilizado en la elaboración de canastas o cestas; tenan – derivado de tenamit; tinamit – muralla, casa o cercado. Es decir “cercado de los carrizos” Puede interpretarse también como amurallado de cañaverl.

Se puede decir también que es parte de la historia el 3 de octubre de 1934 fecha en que por acuerdo gubernativo San Antonio Nejapa fue anexado a esta población teniendo Acatenango una aldea más desde entonces.

Parte de su historia es también el terremoto del 4 de febrero de 1976, cuando en la madrugada a Guatemala la sacudió un sismo, este municipio aunque en menor escala que otros, también sufrió grandes daños materiales; además un saldo de 7 muertos y varios heridos. Acatenango ha sido siempre azotada por temblores de origen volcánico, razón por lo que se construyen las casas con fuertes párales, alambre, caña, hierro, cemento; esto ayudó a que las casas se destruyeran en un 90% pero no se derribaron.

1.11.2 Actividades económicas:

La actividad principal de los habitantes lo constituye la agricultura, siendo esta el fuerte en el cual perciben sus ingresos para el sostenimiento de su familia, algunos han adquirido algún título y estos ya no se dedican a la agricultura y para poder trabajar se ven en la necesidad de emigrar a la ciudad o al departamento para poder ejercer su profesión u otro oficio, dentro del municipio hay quienes se dedican a otra ocupación siendo estas en un porcentaje muy bajo.

1.11.3 Producción agrícola

La principal actividad económica la constituye la agricultura la que es considerada en un alto porcentaje de ocupación y los principales cultivos son café que se produce en 15 comunidades y todas las fincas siendo considerada como el cultivo principal, maíz que es la dieta alimenticia de un 100% de las comunidades, frijol en menor porcentaje, aguacate considerado como un cultivo fuerte ya que es de exportación a los diferentes mercados de la capital y departamento y, hortalizas en menor escala como la zanahoria, repollo, coliflor, arveja, rábano, remolacha y otras hervas como cilantro (macuy o hierba mora), apio, coles chipilines, etc. y en algunas aldeas altas, árboles frutales como durazno, manzana y ciruela pero en un 35% mas o menos.

1.11.4 Comercio:

En esta actividad se incluye a personas que se dedican a realizar transacciones de compra y venta local aprovechando los días de mercado que son domingo, martes y sábado. En su mayoría los comerciantes viven en Acatenango, pero hay de los ambulantes que provienen de otros lugares cercanos como Patzicia, Yepocapa, Chimaltenango y otros pueblos que traen su producto al municipio. Existen otros comerciantes específicos del producto principal como lo es el café.

1.11.5 Cooperativas

Existe una llamada “Cooperativa cafetalera RL” que se dedica a la compra de café maduro y la exportación de café pergamino ubicada en el casco urbano y otras dos más en el área rural siendo ellas El Pensativo en aldea los Planes y otra en aldea El Socorro con el mismo nombre de la aldea otra más que se dedica a la distribución de cable domiciliario.

1.12 Centros de recreación

1.12.1 Turismo

El turismo en el municipio se logra gracias a que existen muchos lugares con intensa vegetación y sus balnearios diversos tanto naturales como los creados por el hombre son muy acogedores.

Entre Acatenango y la aldea el Socorro existe un lugar encantador visto unos metros antes del puente sobre el río Xaya, está además el balneario Agua Caliente que es uno de los lugares turísticos de la población, además entre Acatenango y El Socorro se puede cruzar por una vereda con el nombre del extravío del puente del Brujo logrando apreciar una vista majestuosa de la naturaleza que posee el municipio, a unos dos kilómetros del municipio también se encuentra otro atractivo como lo es el balneario la Pampa ubicado en la aldea con el mismo nombre, de la misma forma se encuentra otro en la misma población en el lugar denominado colonia San Carlos y a unos minutos del casco se encuentra también un lugar majestuoso, un nacimiento denominado las Lajas en el cual se puede apreciar una diversidad de nacimientos que fluyen del peñasco para convertirse en un atractivo turístico muy natural.

1.12.2 Volcanes

Este municipio está situado sobre las faldas del volcán de Acatenango, considerándose como el tercero de los mas altos de Centro América; lo que hace que su vista y paisaje sean únicos, y por este motivo sea visitado por varios turistas mayormente en la época de verano y el cual es considerado como área de protección y actualmente se cuenta con dos guardabosques contratados por la municipalidad de Acatenango. La ultima vez que entró en actividad fue en el año 1924 habiendo sufrido en esta oportunidad varios cambios en la cúspide del volcán.

Se encuentra también el volcán de fuego que a pesar de no ubicarse dentro del municipio; durante sus erupciones a causado daño a las viviendas y caminos de la localidad por la gran cantidad de arena que ha sido capaz de hundir los techos de las casas y obstruir los caminos.

1.13 Flora y fauna

En la fauna encontramos venados (en las lejanías de la población y casualmente), ardillas, tacuacines, armados, coyotes, etc. La alimentación es mas que todo domestica para el consumo familiar y para la venta: cerdos y gallinas. La flora alimenticia es también variada, el cultivo principal es también el café, también se cultiva el maíz y el fríjol que constituye la dieta de la población, complementada con algunas verduras y legumbres, principalmente aguacates de buena calidad que se venden en mercados de otros departamentos y principalmente en la ciudad capital. Se cultiva fruta como: durazno, naranja y anona sin que se compita con otros en el nivel comercial. Entre la flora ornamental se encuentra la gravilea, que sirve de sombra para el cultivo del café, pinabetes, ciprés, guachipilín, encinos e hilamos.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del parque central comunal de la aldea San Antonio Nejapa.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto a realizarse es de un parque central comunal para la recreación de toda la comunidad en general. Para disfrutar de la realización de deportes, distracción familiar o únicamente descansar en un ambiente tranquilo y disfrutar de áreas verdes. Dicho proyecto contará con los siguientes espacios:

- Instalaciones para servicios sanitarios.
- Instalaciones para guardianería
- Instalaciones para bodega.
- Escenario para las diferentes actividades
- Plaza principal
- Áreas verdes
- Áreas de descanso (bancas)
- Cancha deportiva
- Área de juegos infantiles y
- Áreas para parqueo.

La aldea de San Antonio Nejapa, actualmente carece de áreas recreativas, que puedan brindar una sana diversión en beneficio del desarrollo físico e integral de la niñez, la juventud, los habitantes y visitantes en general.

Actualmente este espacio es también utilizado para albergar las instalaciones improvisadas de ferias cantonales, dando así uso inadecuado al espacio. A la fecha ninguna institución o programa nacional ha intervenido en soluciones a esta

problemática; tampoco existen estudios que revelen algún antecedente relacionado al lugar en mención.

La estructura de la edificación de los servicios sanitarios, bodega, guardianería y escenario estará compuesta de marcos dúctiles con losas planas de concreto reforzado, los muros serán de block pómez, las ventanas algunas serán de marco metálico compuesta por angulares y tee de 1" * 1" * 1/8" y otros de aluminio de 2" * 1/4" según lo indicado en los planos, piso de granito de mármol y puertas de metal.

En todo el parque se utilizará adoquines clinker de diferentes colores, dándole diseño a la colocación, utilizando cama de selecto y cubriendo las sisas con arena de río. En este capítulo se desarrollará el diseño estructural de las instalaciones para servicios sanitarios, guardería, bodega, escenario, gradas y pérgolas.

2.1.2 Aspectos preliminares

2.1.2.1 Ubicación del proyecto

El lugar del proyecto se ubica a 4 Kilómetros antes de llegar a la cabecera municipal, la ubicación destinada para el proyecto está localizada en la parte central de la aldea, el área con la que cuenta el terreno es de 2,383.33 m², por lo cual se utilizará toda el área para el proyecto, dicho proyecto es de vital importancia para la integración de la comunidad en mención al desarrollo, ya que se diseñará tanto para la recreación de los habitantes de la comunidad, ya sea en forma individual, grupal o familiar. Así mismo para la utilización de la comunidad tanto para eventos educativos, cívicos, culturales, políticos y religiosos. El acceso al parque es por medio de la carretera principal que conduce del municipio de Patzicia hacia el municipio de Acatenango, el cual pasa a un costado del terreno donde se realizará el proyecto.

2.1.3 Topografía del terreno

Por la forma del terreno no hubo necesidad de realizar un levantamiento planimétrico ni altimétrico, ya que el terreno es de una superficie plana, ya que con anterioridad en dicho terreno funcionaba la escuela rural que contaba con 3 salones, servicios sanitarios y patio, en el lado éste se tenía la auxiliatura municipal y una cancha pequeña. La medición se realizó con cinta, y tiene un área de 2,383.33 m².

2.1.4 Delimitaciones sobre el diseño.

Delimitación poblacional: De llegar a ejecutarse el proyecto beneficiará a los 2,243 habitantes de la aldea de San Antonio Nejapa y posteriormente a los visitantes de la región que deseen hacer uso del proyecto.

Delimitación espacial: El diseño y propuesta constructiva del parque urbano y recreativo abarca un área de 2,383.33 metros cuadrados.

2.1.5 Criterio de diseño

2.1.5.1 Tipo de espacios urbanos abiertos

2.1.5.1.1 Los espacios urbanos abiertos

Es el entorno exterior construido por el hombre con un fin específico. Es un espacio pleno de significado y un fragmento de la naturaleza”. “Los espacios urbanos abiertos en forma general es toda el área espacial situada dentro de una concentración urbana o a una distancia razonable de ella; no debe hallarse cubierta de edificios y otras estructuras permanentes. De ninguna manera significa la falta de uso del suelo urbano sino es el suelo que cumple una función de recreación pasiva, activa o de contemplación dentro de la ciudad.”

Los parques, las plazas, las calles y los jardines de la ciudad constituyen los espacios urbanos abiertos; tienen áreas, tamaños, formas, usos y características específicas.

Los espacios urbanos abiertos generalmente son utilizados para las siguientes funciones:

2.1.5.1.1.1 Actividades públicas

El uso de espacios públicos esta generalizado en las ciudades con actividades de carácter económico y religioso. El uso de los espacios públicos planificados o no, esta presente en todas las ciudades teniendo relevancia por su magnificencia y monumentalidad, por su influencia religiosa.

En Guatemala los rasgos urbanos y trazo de cuadrícula urbana se han desarrollado siguiendo con los mismos patrones característicos abiertos a la conquista y época colonial. En donde se utilizaron los espacios abiertos urbanos tales como plazas y parques para colocar en su alrededor edificios como la iglesia, el comercio, las autoridades de gobierno y autoridades de la defensa militar basándose en anillos que van alejándose del centro urbano según la jerarquía y poder económico de los habitantes.

2.1.5.1.1.2 Actividades religiosas

El Poder de la élite gobernante sobre el pueblo esta cimentado por la religión, por los habitantes de la ciudad; la organización política tiene la misma base ideológica, toda esta creencia tiene como base física los templos y espacios urbanos abiertos para rendir culto. Los tipos de manifestación pública varían desde presenciar ritos, juegos deportivos con inspiración religiosa (ciudades mayas), espectáculos públicos, bailes, conjuntos musicales, procesiones.

2.1.5.1.1.3 Actividades comerciales

Estos espacios amplios y abiertos, son el marco de reunión de comerciantes del lugar o de otra región los cuales exponen sus productos al aire libre con el fin de obtener ganancia de estas ventas. En estas actividades los espacios abiertos urbanos muchas veces se convierten en mercados, convirtiéndose en un factor de comercio determinante para el desarrollo del lugar.

2.1.5.1.1.4 Actividades políticas

Al establecerse la democracia, surge este tipo de actividad política en donde participan los ciudadanos en manifestaciones en contra o a favor de la política de estado, utilizando la plaza como tribuna popular.

2.1.6 Diseño de espacios urbanos abiertos

2.1.6.1 Principios de diseño

Algunos principios de diseño que se deben de tomar en cuenta son los siguientes:

- La creación de todo espacio abierto debe tener una intención y uso específico para que tenga razón de ser.
- El espacio abierto tiene una relación directa con el espacio natural y/o urbano.
- El espacio abierto es un área central que concentra las actividades culturales, sociales y recreativas que favorecen el contacto social y relaciones comunitarias.
- La concepción y diseño de los espacios abiertos es la de *un edificio sin techo*. Constituyen el eslabón de la relación hombre-naturaleza.
- El espacio abierto es una composición espacial por lo que cada espacio debe tener un tratamiento especial de diseño (jardines, pequeñas plazas, áreas de descanso, áreas de juego, etc.) con el fin de tener secuencias visuales articuladas, creando un interés en el peatón por continuar el recorrido, así como zonas de

contraste, de intensa actividad con espacios que ofrezcan calma; espacios para la circulación y áreas de descanso.

- Determinar las necesidades y gustos, así como las expectativas de la población para que los espacios abiertos creados sean aceptados y utilizados.

2.1.7 Elementos de diseño de espacios abiertos

2.1.7.1 Espacio físico

Es el principal elemento de diseño, es el soporte material para el desarrollo de las funciones y usos de los espacios abiertos, así como los otros elementos que los integran. El espacio físico consiste en el suelo, subsuelo, hidrografía, vegetación, clima, paisaje y el contexto urbano donde se encuentra ubicado.

2.1.7.2 Mobiliario urbano

Responde a las necesidades del peatón y lo conforman aquellos elementos que coadyuvan al buen funcionamiento de los espacios abiertos urbanos, siendo estos las bancas, los basureros, casetas telefónicas, paradas de autobuses, juegos infantiles, etc. Responden a un cuidadoso estudio en su diseño pues son elementos que contribuyen al confort, legibilidad e identidad urbana.

2.1.7.3 Pavimentos

Son los diferentes tipos de superficies duras, utilizados para reforzar el carácter o tipo de circulación, así también es un elemento formal e integrador de actividades, funciones y usos de los espacios abiertos.

2.1.7.4 Áreas verdes

Elemento indispensable en el diseño de parques y espacios abiertos en general cumple con la función de unificar los elementos de imagen urbana, contrarresta la contaminación, proporciona confort ambiental, estas áreas son utilizadas como elementos estéticos y arquitectónicos.

Pueden emplearse aislados o en conjuntos (conformando áreas verdes). Entre los tipos de vegetación podemos encontrar a los arbustos, a los cubre pisos o gramas, árboles, flores y plantas de jardín.

2.1.7.5 Alumbrado público

Se hace indispensable para el desarrollo de actividades nocturnas en los parques y espacios abiertos. Para su correcto funcionamiento requiere de ubicaciones estratégicas y sirven para contrarrestar el peligro de accidentes viales, disminuir considerablemente el riesgo de agresiones a los usuarios.

2.1.8 Cualidades de los espacios urbanos abiertos

Los espacios urbanos abiertos requieren de cualidades básicas para que sean aceptados y utilizados por los habitantes de la ciudad y generen vida en las calles, parques y plazas. Estas cualidades básicas son:

Equilibrio: Consiste en la interrelación de actividades realizadas en un espacio público determinado. Creando las posibilidades para jugar, caminar, sentarse para disfrutar del paisaje urbano; se mantiene un equilibrio en los usuarios en cuanto a edad y por consiguiente en la variedad de actividades que se realizan simultáneamente, dándole de esta manera una utilidad y funcionamiento constante a los espacios públicos.

Comodidad y confort: Es planificar para que el usuario se sienta bien, disfrute del espacio creado especialmente para él y sienta deseos de permanecer o volver al espacio urbano abierto.

Dimensión y escala: El uso y función que se requiere de los espacios públicos determinan su dimensión, sin embargo es importante hacer notar que son espacios creados para actividades desarrolladas por el ser humano, por lo que su tamaño y escala debe ajustarse a las dimensiones de las personas.

Forma: Las formas de las plazas, placetas, parques pequeños, deben reflejar un espacio que atraiga actividades del peatón. La forma en sí no representa ningún problema o impedimento de construcción siempre y cuando se conciba el diseño de manera que satisfaga las necesidades del usuario y vea la necesidad de desarrollar en este espacio actividades sociales, culturales, etc.

Mantenimiento: Es una condición indispensable para la continua utilización de espacios urbanos abiertos por parte de los ciudadanos. Las condiciones óptimas de un espacio urbano abierto se ven representadas en: Limpieza, protección, servicios en buen estado.

2.1.9 Diseño del espacio urbano

Debe ser adoptado por las necesidades recreativas de los habitantes de la aldea San Antonio Nejapa basándose en los usos y funciones que conlleva un espacio urbano abierto como lo es un parque. La estructura fundamental del diseño se basa en la proyección de áreas en donde se realizarán actividades dinámicas de recreación activa (juegos, actividades sociales, culturales y deportivas), y las actividades pasivas (descanso y contemplación).

Para un mejor manejo del espacio urbano a diseñar se recomienda jerarquizarlo a través de espacios que van de acuerdo a la actividad que en él se realizará.

Las zonas según su uso y función las clasifica de la forma siguiente:

- Área pública, área semi pública y área privada.
- Área exterior, área semi exterior y área Interior.
- Área para grandes grupos, área para grupos medios y área para grupos pequeños
- Área de diversión orientada, área de diversión intermedia, y área de diversión tranquila o artística.
- Área de deporte orientado, área de deporte intermedio y área de deporte sin movimiento cultural.
- Área de recreación pasiva (descanso, relajamiento y contemplación).
- Área de recreación activa (juegos, deporte, paseos).
- Áreas naturales (bosques y áreas verdes).

Lo más importante es aplicar el orden y jerarquía de manera que se establezca una diversidad de espacios según sean exigidos por sus usos y funciones. Debe existir mediante esta jerarquía una variedad que evite la monotonía y aridez del paisaje.

2.1.10 Tipos de parques

Constituyen las áreas verdes dentro de la ciudad, tienen por finalidad proporcionar el espacio físico para la distracción, esparcimiento y recreación de los habitantes de la ciudad. Funcionan conjugando áreas jardinizadas, plazas y caminamientos; dependiendo de la extensión y propósito de la unidad recreativa, puede incluir en su equipamiento canchas deportivas y áreas culturales. Por sus diferentes características los parques se clasifican en:

- **PARQUE DE BARRIO:** se subdivide en: parque de manzana y parque vecinal.

- PARQUE DE SECTOR O ZONA.
- PARQUE METROPOLITANO.
- PARQUE ESPECIALIZADO.

2.1.10.1 Parque de manzana

Es un parque cuya característica principal, es la de ser un área de recreación infantil (edad preescolar de 0 a 5 años). Debe considerarse para su construcción un área aproximada de 500 a 1000 m²; su frecuencia de uso es diario, debe contar con servicios básicos tales como la recolección de basura, agua potable, alumbrado además debe estar delimitado por bardas o muros bajos para la seguridad de los niños.

2.1.10.2 Parque vecinal

Es el centro de una unidad vecinal (colonia, barrio o aldea). Su función es brindar esparcimiento en un área aproximada de 1000 a 10000 m²; su frecuencia de uso es diaria, sus vías de acceso son peatonales, debe contar con iluminación, servicios básicos, áreas de descanso y conversación, canchas deportivas y jardines.

2.1.10.3 Parque de sector o zona

Su función es recreativa y deportiva para todas las edades. Sus dimensiones pueden ser de 1 a 10 hectáreas, su frecuencia de uso es diario o semanal. Debe ser localizado cerca de zonas residenciales, de servicios o de escuelas secundarias; debe contar con estacionamiento de vehículos, servicios sanitarios, teléfonos públicos, servicios básicos, iluminación y seguridad.

2.1.10.4 Parque metropolitano

Esta destinado a brindar recreación y esparcimiento a jóvenes y adultos de todas las edades. Proporciona una variedad de actividades recreativas; su área optima debe

tener de 10 a 100 hectáreas. Las vías de acceso deben tener control de ingresos y egresos. Debe contar con servicios básicos, alumbrado, espacios para juegos deportivos, edificios multiusos, espacios para exposiciones, recreación pasiva, senderos para paseos peatonales y en bicicleta, jardines, plazas, estacionamiento, servicios sanitarios y teléfonos públicos.

2.1.10.5 Parque especializado

Están considerados como parques educativo-culturales. Entre ellos se encuentran los zoológicos, los parques industriales y los jardines botánicos.

2.1.11 Tipos de plazas

Son espacios destinados a cumplir una función pública, social, cultural, religiosa y comercial. En el transcurso del tiempo, muchos de estos lugares sufrieron transformaciones convirtiéndolos por la necesidad de espacio en mercados.

Las plazas se han convertido en ambientes complementarios de parques metropolitanos (plazas cívicas), industriales (parques de la industria) y otros. Ofrecen puntos de observación al paisaje urbano. Sus funciones definidas se basan en el movimiento o reposo. Bajo estas dos las plazas se clasifican en:

2.1.11.1 Plazas de circulación

Están determinadas por las calles afluentes a ellas y sirven para orientar y distribuir el tráfico vehicular. La dirección, el ancho, el tipo y la intensidad del movimiento de las calles que desembocan en la plaza, determinan la forma y dimensiones de la misma.

Plazas de circulación peatonal son aquellas que articulan espacios exteriores e interiores y sirven para orientar y distribuir el tráfico peatonal. Su forma y dimensiones dependen del flujo de usuarios y tipo de edificaciones a las que sirven o articulan.

2.1.11.2 Plazas de reposo

Su función principal es la de brindar un lugar de descanso, recreación, contemplación, convivencia, interrelación social y circulación peatonal; es un lugar que proporciona tranquilidad y comodidad.

Debe ser un lugar silencioso, seguro y tener mobiliario destinado al descanso. Su forma y dimensiones están determinadas por las limitantes del espacio disponible y su relación con otros ambientes urbanos a los cuales debe comunicarse únicamente por vías peatonales.

2.1.11.3 Plazas cívicas

Son espacios que articulan los edificios administrativos o son el soporte material para actividades sociales, culturales y políticas; además en estas plazas se conjugan actividades que se desarrollan en todas las plazas anteriormente descritas. Las dimensiones pueden ser variables y responden a la concentración de edificios públicos y al flujo de usuarios.

2.1.12 Diseño del área verde

El área verde es fundamental en la mayoría de los espacios urbanos abiertos, generalmente conforma el área de mayor dimensión por sus funciones de paisaje urbano y ecológicas.

Los usos y funciones determinarán el tipo de vegetación y la configuración del diseño (de jardines y arboledas). A continuación se dan los criterios generales necesarios para el diseño de áreas verdes:

Función urbana: La vegetación se utiliza en todos los elementos de los diferentes espacios urbanos, por lo que se convierte en indispensable para crear y diseñar un ambiente urbano confortable y agradable.

Sistema de áreas verdes: Es la estructura que parte de la relación y conexión de los espacios urbanos abiertos (calles, plazas y parques) que proporcione confort ambiental, contrarreste la contaminación urbana y ofrezca una imagen urbana legible y una secuencia espacial que propicie su recorrido a pie.

Posibilidades de uso de la vegetación: La amplitud de utilización de la vegetación en espacios urbanos abiertos es grande, necesitando conocer sus características y cualidades para su óptima utilización; los usos más frecuentes son:

- Demarcar espacios y zonas urbanas.
- Control de contaminación urbana.
- Purificar el aire.
- Definir circulaciones peatonales.
- Protección de áreas de reserva ecológica, vulnerables a la urbanización.
- Cubrir y proteger suelos de la erosión por agua.

Uso de la vegetación en jardines. Los jardines cumplen funciones ornamentales, ambientales, arquitectónicas y urbanísticas que generalmente forman parte de otros elementos como parques, plazas y edificios. Su forma y dimensiones están determinadas por el espacio disponible.

Tipos de vegetación: Por sus características la vegetación se clasifica en:

- *Cubrepisos y pastos:* Se utilizan para cubrir grandes áreas. Necesitan poco mantenimiento, son útiles para conservar la humedad del suelo, recubrimientos para evitar la erosión, propician la filtración de aguas necesarias para alimentar el nivel freático. Las áreas urbanas que requieren de cubrepisos y pastos son los parques, las plazas, los taludes y jardines. Entre los cubrepisos se encuentran el hiedrón y la grama.
- *Arbustos:* Cuando se necesitan utilizar plantas de raíz y altura restringida, los arbustos cumplen con los requisitos. Son utilizados como barreras, caminamientos peatonales, en arriates y terrazas. Existen especies que necesitan de poco riego. Entre los arbustos más conocidos se encuentran el laurel hindú, el jazmín, rosa laurel, buganvilia, nopal, etc.
- *Árboles:* La altura de los árboles varía de ocho a más de quince metros por su copa, forma y densidad. Son imprescindibles en las áreas verdes pues ellos son componentes de éstas. Entre los árboles más conocidos en el ambiente urbano están el pino, ciprés romano, casuarina, conacaste y eucalipto.
- *Flores y plantas de jardín:* Requieren de especial cuidado y mantenimiento, su diversidad es enorme, ofrecen colores, tamaños y texturas. Guatemala por sus características climatológicas posee excelentes variedades de plantas ornamentales, entre las más conocidas tenemos: las rosas, geranios, chatías, pensamiento, mala madre, mano de león y crisantemos.

2.1.12.1 Uso de la vegetación como protección contra la contaminación urbana:

La vegetación es utilizada para regular la acústica, disminuir el resplandor y purificar la atmósfera.

- **Regulan la acústica:** La vegetación es utilizada en las ciudades como protección contra ruidos provocados por automotores y la industria principalmente; es utilizada en calles y avenidas muy transitadas o en áreas aledañas a centros industriales (formando parques industriales).

- **Disminuye el resplandor:** Los rayos reflejados por las superficies lisas como los pavimentos presentan molestias a la vista por lo que se hace necesario el bloqueo de estas ondas lumínicas reflejadas. Esto se logra sembrando árboles y arbustos en forma de cortinas.

- **Purifica la atmósfera:** Los árboles poseen la propiedad de filtradores del aire, reteniendo partículas de polvo, incluso retienen parte de los componentes liberados por automotores, limpiando de esta manera el aire de impurezas.

2.1.12.2 Mantenimiento de la vegetación:

El buen estado y la conservación de las plantas y de las áreas verdes en general, depende especialmente del mantenimiento que se le proporciona, entre las actividades de mantenimiento están:

- **Inspección anual:** Los árboles de las áreas verdes urbanas debido a la presión causada por la contaminación necesitan una inspección anual para determinar su estado de salud y darle el tratamiento necesario.

- **Podar:** Si es necesario podar, se debe considerar en cada árbol por separado y podarse de acuerdo a su edad, tamaño, forma, carácter y situación, conservando siempre su aspecto natural.

- **Riego:** Los árboles en la primera etapa de su vida necesitan grandes cantidades de agua. Los árboles ya consolidados requieren riego en épocas de sequía. Cuando los árboles están en aceras es necesario dejar juntas abiertas para permitir la filtración de agua que alimentará las raíces extendidas.

- **Estabilidad:** Para mantener su crecimiento y desarrollo no se debe rebajar la tierra que abarque la extensión de las ramas del árbol, porque es necesario el sistema de raíces para asegurar la estabilidad física y biológica del árbol.

- **Protección:** Los árboles pequeños están expuestos al vandalismo, por lo que se deben tomar medidas necesarias para su protección; estas medidas pueden ser la colocación de cercas o vallas.

2.1.13 El mobiliario urbano

El mobiliario constituye un elemento importante dentro del diseño de espacios urbanos abiertos; cumple funciones que determinan el grado de calidad ambiental y funcionamiento.

Para que el mobiliario sea utilizado de la mejor forma se deben observar los principios siguientes:

2.1.14 Congruencia con las actividades a realizar en el lugar.

El mobiliario aporta los elementos para satisfacer necesidades de los usuarios, que generan las actividades desarrolladas en el lugar. Cuando no existe el mobiliario urbano crea deficiencia en el funcionamiento de espacio urbano abierto deteriorando a su vez todo el espacio físico (por ausencia de basureros y elementos de control de la velocidad vehicular), y el espacio social (por ausencia de lugares para sentarse y comunicarse de forma cómoda). La colocación de mobiliario es de suma importancia para responder con ello a las necesidades y exigencias de los usuarios.

2.1.14.1 Agrupamiento del mobiliario

Para que el mobiliario no interfiera visualmente con perspectivas urbanas y su funcionamiento básico deben colocarse preferiblemente en grupo para que el usuario los identifique fácilmente y pueda usarlos en un desplazamiento corto.

2.1.14.2 Relación formal con el entorno.

El mobiliario requiere de proporciones, estilo y color para integrarse a la imagen urbana a manera de mantener continuidad e identidad con su entorno. Deben evitarse los contrastes bruscos.

2.1.14.3 Lugares para sentarse

- **Función:** Los lugares para sentarse son fundamentales en los espacios urbanos abiertos, son el soporte material para realizar actividades como el descanso, la contemplación del paisaje y otras en donde se establecen relaciones sociales. Las posibilidades para sentarse son variadas y se dividen en primarias y secundarias.

Los lugares primarios abarcan a todo tipo de bancas y sillas; los lugares secundarios son los que sin ser explícitamente lugares para sentarse son utilizados para ello. Entre los lugares secundarios están: los salientes, muros bajos, barandas, escaleras, escalones y jardineras.

- **Características:** La gama de formas y estilos para los lugares de descanso es inmensa y esta limitado por los costos, materiales empleados y el contexto urbano en donde se encuentra ubicado el espacio urbano abierto.

Las dimensiones de una banca para que ofrezca confort deben tener 0.4 m. de alto y 0.45 m. de ancho. La altura en lugares secundarios para sentarse debe tener de 0.30 m. a 0.75 m. para que se pueda desarrollar esta actividad.

- **Ubicación:** Los lugares para sentarse están ubicados de acuerdo a:

- *Posibilidades para ver:* El tener vista sin tener obstáculos y poder apreciar las actividades que desarrollan las demás personas.

- *Posibilidad para escuchar y hablar:* Pueden estar ubicados en lugares que ofrezcan calma y quietud brindando un espacio para hablar sin ser interrumpido por ruidos urbanos.
- *Posibilidad para disfrutar del paisaje:* Pueden estar ubicados en lugares frescos y agradables cerca o en medio de los jardines. La distancia entre los lugares para sentarse, es variable de acuerdo al tipo y dimensiones del espacio urbano abierto.

• **Materiales:** Los materiales más adecuados para bancas son: la madera, el hierro, el concreto y el plástico, variando en resistencia a las inclemencias del tiempo y al vandalismo. El material mas usados en Guatemala es el concreto por su resistencia y relativo bajo costo. El concreto y el plástico tienen la cualidad de ser versátiles para la configuración de bancas y sillas de exteriores.

• **Estética visual:** La belleza de bancas y sillas es el resultado de sus proporciones, forma, color y la integración con el contexto urbano; todas estas cualidades harán que la gente las use.

2.1.15 Depósitos de basura

- **Función:** Mantener limpios los espacios públicos para evitar su deterioro y un mantenimiento costoso.
- **Características:** Los tipos de basureros funcionales son los que satisfacen los siguientes requisitos:
 - Fácil limpieza.
 - Que se conserven herméticos con el fin de evitar filtraciones de agua, proliferación de insectos y emanación de malos olores.
 - Fácil introducción de la basura por el usuario e interior removible para una fácil evacuación.
 - Resistencia a los elementos climáticos (sol, lluvia) y al vandalismo.
 - Separación de materia orgánica e inorgánica para darle un reciclaje.

- Dimensiones adecuadas para las necesidades.
- Fácil visualización por el usuario utilizando para ello un correcto manejo de la ubicación, la forma y el color.

En lo que respecta a la forma generalmente va de elementos básicos y se puede decir que van del cilindro al cubo con una amplia variedad de formas intermedias.

• **Ubicación:** Para la ubicación de los depósitos de basura se tomará en cuenta lo siguiente:

- Que este al alcance del usuario.
- De preferencia agrupado con otros elementos del mobiliario (teléfonos públicos, paradas de autobuses, áreas de descanso).
- En plazas o lugares de circulación.
- En calles y caminamientos, en lugares de concentración de personas, en lugares para descanso.
- En los accesos a los espacios urbanos públicos.
- Junto a kioscos y bancas.

La ubicación puede ser suspendida o fija en el piso.

- **Suspendida:** son aquellos depósitos fijados a postes de alumbrado, adosado a casetas telefónicas y paradas de buses.
- **Fijas al piso:** son aquellas que están directamente sobre la banqueta o pavimento, deben estar debidamente fijados para evitar el robo o destrucción de los depósitos. Pueden estar incorporados a jardineras y muros.

• **Materiales:** Los materiales resistentes son la lámina de metal, asbesto-cemento, fibra de vidrio, concreto y plásticos. Para depósitos suspendidos los de fibra de vidrio, lámina de metal y plásticos, dan mejores resultados por su poco peso y fácil fijación.

- **Estética visual:** El buen cuidado, mantenimiento, conservación del color y la forma de integración mantendrá un buen funcionamiento y calidad visual.

2.1.16 Resguardo para paradas de buses

- **Función:** Contribuir al confort del ciudadano para que tenga un lugar de espera, que lo proteja de la intemperie (calor, sol, lluvia, frío y viento) y le brinde seguridad.

- **Características:** Las principales características son:

- Concentrar a los usuarios en un lugar definido donde encuentren condiciones de comodidad y confort.
- Evitar el riesgo del congestionamiento en las vías al proveer un área de aparcamiento de bus o microbús ruletero.
- Dar seguridad y orden para abordar un bus o microbús ruletero.

- **Ubicación:** Las paradas de buses pueden ubicarse en los accesos a los espacios urbanos abiertos y en esquinas de las calles, la distancia entre cada una de ellas obedecerá a la cantidad de usuarios del transporte colectivo de la región.

- **Materiales:** Deberá construirse de materiales livianos, desmontables y fáciles de transportar; entre estos están los paneles de asbesto-cemento, plexiglases, plásticos, todos los paneles montados en estructuras metálicas desmontables.

- **Estética visual:** Los resguardos para paradas de buses, generalmente destruyen vistas y perspectivas de los espacios urbanos abiertos por lo que debe estudiarse la colocación y ubicación estratégica dentro del espacio urbano además debe estudiarse la forma en el diseño pues esto influirá en la calidad visual del entorno.

2.1.17 Jardineras

Función: Adornar calles, plazas o parques para que el ambiente urbano sea más fresco y agradable.

Características:

- Las jardineras proporcionan vistas agradables, se utilizan de preferencia en plazas y calles peatonales en donde no es factible establecer jardines permanentes.
- Las jardineras fijas necesitan un drenaje que esté conectado a la red pluvial por medio de un drenaje francés.
- Las plantas en jardineras necesitan un mejor mantenimiento que las que están sembradas en jardines. Estas plantas son muy susceptibles de la contaminación vehicular y el vandalismo.
- Las jardineras pueden combinarse en perfecta armonía con las bancas y otros elementos del mobiliario urbano. Pueden usarse para sentarse.

Ubicación: Las jardineras sirven para limitar espacios, procurar espacios sombreados y frescos, es a partir de esta necesidad que se determinará la ubicación tomando en cuenta su tamaño y forma cuidando en el diseño de no obstaculizar el flujo peatonal.

Estética visual: Las jardineras ofrecen una agradable impresión visual cuando su diseño, color y materiales se adaptan al contexto urbano.

2.1.18 Iluminación

Función: La iluminación artificial de los espacios urbanos abiertos sirve para impulsar las actividades comunitarias de la población en horas de poca iluminación solar. Sirve además para valorar elementos arquitectónicos y esculturales que por su carácter y trascendencia histórica merezcan una relevancia urbana en condiciones de visibilidad y seguridad de usuarios.

Características:

- El alumbrado público esta bajo control municipal y dependerá de su efectiva disposición y ubicación para que los usuarios lo acepten concurriendo a estos sitios.

- Las luminarias permitirán a los usuarios encontrar con facilidad las áreas o actividades de su interés.
- Las áreas o elementos principales destacan por su luminosidad, ya sea en caminamientos, ambientes o edificios, jardines, etc. Son llamados focos visuales.
- La iluminación de plantas, ya sea en jardines o árboles aislados, debe hacerse con luz blanca la cual destaca los colores naturales.
- Se debe tomar en cuenta que las instalaciones de iluminación permanecen durante el día, por lo que deberá tenerse especial cuidado en la adquisición de lámparas con formas que se adapten al diseño y contexto del espacio urbano abierto. No deberán obstaculizar las vistas y perspectivas urbanas.
- La reflexión lumínica en materiales de pavimento produce reflejos y deslumbramientos en los peatones por lo que se deberá evitar este tipo de reflexión en la elección de los elementos lumínicos como de los elementos de pavimento.
- Existe gran variedad de elementos decorativos y lumínicos pero para un espacio urbano abierto, una plaza o un parque la mayor parte de los casos se colocan del tipo pedestal. Los tipos de pedestales son los siguientes:
 - o **Tipo de punta:** La fuente lumínica se encuentra en la parte superior del pedestal.
 - o **Tipo látigo:** El poste se dobla formando un brazo, la fuente lumínica esta en el extremo doblado.
 - o **Tipo T:** El pedestal tiene un elemento perpendicular y sostiene una lámpara en cada uno de sus extremos.
 - o **Tipo múltiple:** Poste con varias lámparas en su extremo superior.
 - o **Tipo lateral:** El poste sostiene una lámpara sin brazo en uno de sus extremos.
 - o **Tipo bandera:** El poste sostiene un brazo que tiene la luminaria en su extremo formando un ángulo de 90° con el poste.

- **Luminarias de superficie:** Varios tipos de luminarias que se encuentran sobre el suelo protegidos contra la lluvia, son utilizados para la iluminación de prados y jardines.
- **Luminarias adosadas a los muros.**

Ubicación: La ubicación de las luminarias depende de la configuración de los espacios urbanos abiertos, el estudio de su ubicación tomará en cuenta el tipo de lámparas a utilizar; el diseño arquitectónico y el contexto urbano, de esto dependerá la distancia entre luminarias.

Materiales: En el caso de los parques y plazas, los elementos a tomar en cuenta son los postes que sostendrán las lámparas ya que en nuestro medio existe la fácil obtención de una gran diversidad de lámparas. Los materiales de las bases más utilizadas son de aluminio y metal.

Estética visual: Cuando está bien concebido el diseño del sistema de iluminación, causa una agradable experiencia visual. La única desventaja puede presentarse durante las horas de luz solar cuando la función de las luminarias queda suspendida, sin embargo la presencia de los postes es tolerable se tiene un estudio cuidadoso. Las proporciones, la forma, los materiales, los colores y la distribución son los principales factores que deben tomarse en cuenta.

2.1.19 Pavimentos

Función: Procurar una superficie cómoda para caminar y reforzar el tratamiento espacial de áreas y ambientes de manera que resulte un recorrido ameno, variado y agradable para el usuario.

Características:

- La combinación de texturas y colores presentan una amplia gama para identificar las áreas o actividades por el tratamiento de los pavimentos.

- A través del tratamiento de los pavimentos se crea un código visual fácil de retener por el usuario, por ejemplo podrá identificarse con un tipo de pavimento las plazas, otro tipo de pavimento para caminamientos principales y otro para caminamientos secundarios y así sucesivamente.
- Los colores de los materiales a elegir para grandes áreas deben ofrecer contrastes suaves pues su vista en perspectiva hará desaparecer la unidad y dará lugar a una perspectiva de conjunto.
- Para bajar costos en los materiales y lograr una mayor integración con el entorno urbano es preferible utilizar materiales disponibles en el lugar o región.

Materiales: Los tipos más generalizados de pavimentos en Guatemala son:

- **Asfalto y concreto:** Son monótonos, generalmente son utilizados para la circulación vehicular, en climas cálidos generan un recalentamiento haciendo desagradables las áreas recubiertas con estos materiales.
- **Pavimento de grava:** Es un material de textura áspera, no es conveniente para circulación peatonal, se puede utilizar en áreas pequeñas, de preferencia en áreas destinadas al descanso.
- **Pavimento de piedra:** Ideal para forzar una lenta movilización vehicular, no es adecuada para caminamientos peatonales a menos que la piedra esté tallada. La piedra más empleada es la de canto rodado pues combinada con otros materiales pueden formarse hiladas y formas que brinden un atractivo a plazas y parques. La piedra labrada es otra forma atractiva y de colocar pavimentos. Otras piedras empleadas son la piedra bola y la piedra laja ya que necesitan un mantenimiento mínimo.
- **Adoquín:** Por la diversidad de formas, colores y su textura es adecuada para su uso en pavimentos en áreas recreativas, caminamientos peatonales y vehiculares. La combinación de formas y colores da a un pavimento de adoquín una vista agradable eliminando la monotonía del lugar.

- **Ladrillo:** Este material brinda buenos resultados en los espacios exteriores, se pueden conjugar diversas posiciones de ladrillo logrando formas y dibujos originales. Son utilizados generalmente para pavimentar plazas y caminamientos.
- **Losetas de concreto:** Son de uso muy extendido en nuestro medio, sus acabados son muy versátiles ya que se le pueden imprimir texturas rugosas o finas. Se pueden aplicar una gran diversidad de colores y es de uso popular en exteriores. Son pavimentos de larga duración y bajo mantenimiento aunque su costo inicial es más elevado que otros materiales.
- **Losetas de barro:** Brindan intimidad a espacios pequeños tratados con losetas de ladrillo, crean un ambiente fresco y agradable en áreas para descanso. Por la fragilidad de las losetas de barro, se necesita de una base firme de mezclón o selecto compactado.

Ubicación: Deben ubicarse donde se requiera una superficie homogénea para caminar, para combinar con prados y jardines, como material para reforzar jerarquías de uso, articulaciones de espacios urbanos abiertos y secuencias espaciales.

Estética visual: La variedad de textura, color y forma en el empleo y disposición de los materiales garantizará una calidad visual en el tratamiento de las superficies de los espacios urbanos abiertos. Deben considerarse las dimensiones y proporciones del área a tratar con pavimentos y principalmente debe tomarse en cuenta los elementos de mobiliario urbano y el entorno de la arquitectura existente.

2.1.20 Técnicas de diseño

Luego de analizar los diferentes criterios para la realización del diseño de un parque se toma la decisión de emplear las técnicas de diseño de espacios abiertos siguientes:

- **Jerarquía espacial:** El espacio principal del parque, esta determinado por los usos y funciones requeridos, así como por sus características físico-ambientales y de contexto urbano. El espacio de mayor jerarquía posee mayor área, o es el de uso más extensivo.

- **Secuencia espacial:** La secuencia del espacio en el diseño propuesto lleva la intención de hacer que el usuario, disfrute o descubra poco a poco los diferentes ambientes teniendo opción a recorrerlo en diferentes direcciones de acuerdo a sus gustos particulares, encontrando un caminamiento principal articulado con áreas verdes y de descanso, para luego llegar a las plazas, los jardines y finalizando con un área de cancha polideportiva.

- **Articulación espacial:** En el proyecto propuesto la articulación se establece principalmente a través de caminamientos, pequeñas plazas y juegos infantiles que vinculan áreas y espacios diferentes, haciendo que el usuario pueda realizar un recorrido agradable o disfrutar de cada uno de los diferentes ambientes que se le ofrecen.

- **Modulación y cerramiento:** La forma espacial del conjunto de ambientes del parque, esta determinado en gran medida por aspectos de topografía. El cuadrado y el círculo dominan en todo el conjunto realizando una combinación de ambos para lograr una composición que brinda respuesta a las demandas actuales correspondiente a la corriente de diseño contemporáneo. Al utilizar dichos elementos que son el círculo y cuadrado da la sensación de estar todos en ambiente agradable y confortable. Por tal razón se diseñaron los portales de pérgolas en forma de cuadro y la plaza principal en forma circular, teniendo como eje principal la fuente.

- **Configuración y dimensiones:** Las diferentes áreas del parque tienen un tratamiento especial de acuerdo al uso que se le dará, dándole a cada área una definición espacial por medio de texturas, etc., haciendo con esto que los espacios sean utilizados para lo que se diseñaron, dando privacidad a unas y estimulando el contacto social en otras. Tal es el

caso de las bancas de la plaza principal y las bancas del costado norte del parque como también los que se encuentran bajo las pérgolas.

- **Valoraciones estéticas:** El diseño del parque tiene como característica resaltar la belleza natural de la vegetación, para crear un ambiente de tranquilidad y agradable a los que lo visitan.

2.1.21 Área deportiva

2.1.21.1 Deporte

Dentro de la vida cotidiana del ser humano, el deporte es una de las actividades más importantes que desarrolla, aunque es difícil de describir la palabra deporte por su gran amplitud y cobertura; se enfocan a continuación algunas definiciones obtenidas para su comprensión:

- El deporte es la actividad física ejercida en el sentido de juego de la competición y el esfuerzo, que es una actividad cuya práctica supone un entrenamiento metódico y el respeto a determinadas reglas disciplinarias.
- El deporte es el esfuerzo muscular más o menos intenso, según sea la clase de ejercicio de que se trate. Se puede decir también que es el conjunto de ejercicios que el hombre realiza, ya sea para divertirse o para su capacidad física e intelectual.

De todas las definiciones expuestas, no hay una sola que deba tomarse como definitiva, ya que cada autor expone su punto de vista con diferente sentido.

2.1.21.2 Cancha polideportiva

Es casi indispensable la instalación de canchas para los diferentes deportes más practicados en nuestro país, entre las más practicadas son: fútbol o papi-fútbol y básquetbol, no solamente por el gran auge que han tenido dichos deportes, sino por la hermosura que deja en una instalación.

Por tales razones normalmente es necesario contar con un espacio para canchas polideportivas. Las canchas polideportivas generalmente se encuentran en cualquier área de recreación por las razones anteriormente descritas. El propósito de ésta es la práctica de varios deportes en la misma área superficial de juego. Entre los principales deportes tomados en cuenta en una cancha polideportiva, están: básquetbol, voleibol, balonmano y papi-fútbol.

2.1.22 Factores o normas sociales

2.1.22.1 Agua potable

Se debe tener en cuenta si el predio cuenta con el servicio; de no ser así, se evaluará la posibilidad de implementar un pozo para su extracción

2.1.22.2 Drenaje

Establecer si se cuenta con drenaje sanitario municipal, o si es posible implementar un servicio propio.

2.1.23 Factores o normas ambientales

Los factores o normas ambientales son los que se debe o los recomendables para un buen desarrollo de los deportes o para los que lo practican en las canchas, según la Confederación Deportiva Autónoma de Guatemala (CDAG), en este caso por ser una cancha polideportiva instalada en un parque comunal no se podrá evitar o tomar en cuenta algunos factores o en su mayoría, sin embargo es importante conocerlos, por lo cual se describen brevemente a continuación.

2.1.23.1 Aire

Se evaluará la pureza del mismo y la factibilidad que tenga para su renovación constante, sin afectar a las residencias que lo rodeen.

2.1.23.2 Ruido

Se tomará en cuenta la emisión de ruidos en el entorno, para evitar que éstos afecten el desarrollo de los deportes, que dentro de la cancha deportiva se realicen.

2.1.23.3 Polvo

Se ponderará de mejor manera al sitio que cuente con menor posibilidad de este contaminante, para evitar lesiones al sistema respiratorio de los usuarios.

2.1.23.4 Lodo

El terreno deberá contar con calles de acceso, que en época de lluvia no acumulen lodo, para favorecer a quienes harán uso de las instalaciones.

2.1.23.5 Basura

Este factor por evaluar determinará que el terreno esté exento de la formación de basureros.

2.1.23.6 Mal olor

El terreno deberá encontrarse situado alejado de la generación de malos olores.

2.1.23.7 Compatibilidad

Deberá evaluarse la compatibilidad del terreno con sus colindancias, para un mejor desempeño para quienes harán uso de las instalaciones.

2.1.24 Instalaciones deportivas

2.1.24.1 Fútbol

En el fútbol, compiten dos equipos de once jugadores cada uno. El juego consiste en disputar la posición de un balón e introducirlo en el interior del marco contrario.

2.1.24.2 Básquetbol

El básquetbol generalmente se practica, como en sus orígenes, en los gimnasios, pero también se juega al aire libre. La cancha debe estar enmarcada con líneas bien claras; las que limitan el largo de la cancha se llaman “laterales” y las que determinan el ancho, líneas “finales”.

En la parte media de las finales, se coloca un tablero fijo, cuyo borde inferior esté a 2.75 m del suelo, con un aro de hierro de 45cm de diámetro. Este aro es la canasta

propriadamente dicha, de la que pende una red en forma de cesto sin fondo de 60cm de largo. Los tableros pueden ser colgantes o anclados al piso. En los gimnasios, el piso de la cancha es de madera: al aire libre, es de concreto, asfalto o tierra fina muy bien apisonada.

Las canchas al aire libre se construyen principalmente en los parques deportivos municipales, en las escuelas y en los clubes, debido a que no necesitan cuidados especiales y pueden usarse en toda época.

2.1.24.3 Balonmano

Actualmente el área de juego es de las mismas dimensiones que las del fútbol sala, y su reglamento muy parecido; asimismo el número de jugadores que deben ser 11: 1 portero, 2 defensas, 3 medios y 5 delanteros.

Delante de la portería, se traza una semicircunferencia llamada “área de golpe franco”. Una variante de este deporte es el “reducido”, en el cual, cada equipo consta de 7 jugadores. Las porterías miden 3 metros de largo por 2 metros de altura.

El área de juego también es de menores dimensiones, y puede ser entre 25 y 40 metros de largo por un ancho comprendido entre 11 y 20 metros.

2.1.24.4 Voleibol

El voleibol es un deporte jugado por dos equipos en una cancha de juego dividida por una red. Hay diferentes modalidades, según las circunstancias específicas, con el fin de ofrecer la versatilidad del juego a cualquiera.

El área de juego incluye la cancha de juego y la zona libre. Este deberá ser rectangular y simétrico. La cancha de juego es un rectángulo que mide 18x9m rodeado por una zona libre, el cual tiene un mínimo de 1.5m de ancho en todos sus lados.

El espacio de juego libre es el espacio sobre el área de juego, que está libre de todo obstáculo. El espacio de juego debe tener una altura mínima de 7m sobre la superficie de juego.

2.1.25 Dimensionamiento del área deportiva

2.1.25.1 Confederación Deportiva Autónoma de Guatemala (CDAG)

Para la construcción de instalaciones deportivas y recreativas en Guatemala, debemos basar sus dimensiones en las siguientes tablas conforme al Plan de Instalaciones para Educación Física, Recreación y Deporte de Guatemala.

Tabla III. Dimensiones mínimas para canchas.

Instalación	Dimensiones en metros.	Dimensiones con zonas de seguridad	Área Total
Cancha de Papi-fútbol	21.00 x 36.00	25.00 x 40.00	1,000.00 m ² .
Cancha de Baloncesto	12.00 x 26.00	16.00 x 30.00	480.00 m ² .
Cancha de Voleibol	9.00 x 18.00	13.00 x 22.00	286.00 m ² .
Cancha Polideportiva	12.00 x 26.00	16.00 x 30.00	480.00 m ² .

FUENTE: C.D.A.G. Conforme al plan de instalaciones para Educación Física, Recreación y Deporte de Guatemala. "1988."

2.1.26 Diseño estructural del escenario y sótano

2.1.26.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico es darle forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que se utilizarán, en este caso la planta baja o sótano se utilizará para servicios sanitarios, guardiana y bodega, mientras que el nivel superior se utilizará únicamente como escenario.

Para el caso del proyecto consistirá en la construcción de 4 espacios en el sótano o planta baja los cuales se utilizarán 2 para servicios sanitarios, 1 para dormitorio de guardianes y 1 para bodega. Mientras que el nivel superior se utilizará para escenario debidamente techado, el cual se dispondrá para cualquier actividad cultural, social, política, etc..

2.1.26.1.1 Alturas de ambientes

Se elige en este caso un edificio de dos niveles por razón de espacio disponible y aprovechando la topografía del terreno. La altura de cada uno de los ambientes será de 3.00 m de piso del nivel inferior al piso del nivel superior.

2.1.27 Selección del sistema estructural a usar

Se utilizará un sistema estructural de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, con losas planas de concreto reforzado y muros de mampostería con block de pómez reforzada; además, todo el sistema se construirá en obra usando los métodos tradicionales.

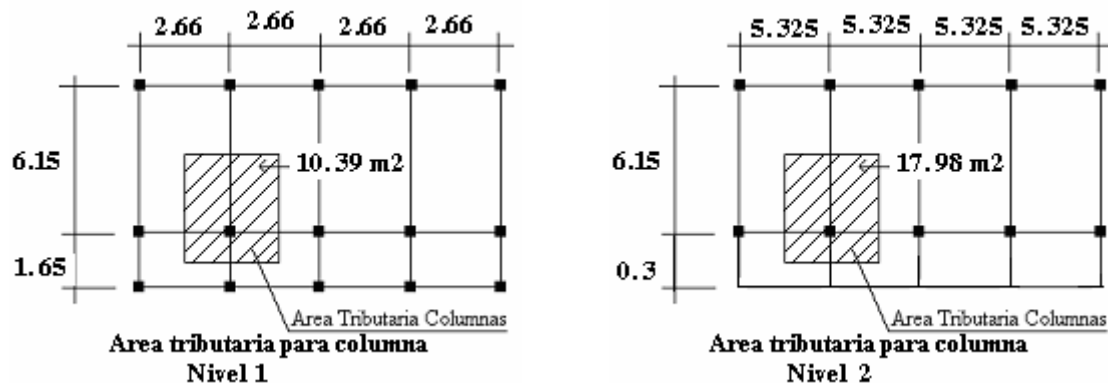
2.1.28 Pre-dimensionamiento estructural

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.

2.1.29 Columnas

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

Figura 5. Área tributaria de columna.



Trabajando con el área tributaria mayor, en este caso se trabajará con el área que soportan las columnas del nivel 2.

Datos:

P= carga axial

P= Área Tributaria x concreto

P= $17.98 \times 2400 = 43,152 \text{ kg/m}$

$F'_c = 210 \text{ kg/m}$
 $F'_y = 2810 \text{ Kg/m}$
 $A_g = \text{área gruesa de columna}$
 $A_s = \text{área de acero, } 1\%(A_g) \leq A_s \leq 8\%(A_g)$

Fórmula : $P = 0.8 (0.225 F'_c A_g + F_y A_s); 1\% < A_s < 8\% A_g$

Solución: $P = 4,315.2 \text{ kg}, (17.98 * 2,400 * 0.1, \text{ tomado el área tributaria y espesor})$
 $4,315.2 = 0.8 ((0.225 * 210 * A_g) + (2810 * 0.01 * A_g))$
 $4,315.2 = 60.28 * A_g$
 $A_g = 71.59 \text{ cm}^2$; según ACI sección mínima $20 * 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$
Por seguridad se propone una columna de $30 * 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$

2.1.30 Vigas

Para predimensionar la vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, ésta depende de la luz que cubra la viga. La base de la viga que a criterio del diseñador, se usa es el ancho de la columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. Según código ACI, el espesor mínimo de viga no pretensadas con un extremo continuó es $L/24$, donde L es la luz máxima, ahora bien se tomará el criterio de ocho centímetros de peralte por cada metro de luz, es decir $0.08 * 6.15 = 0.49 \text{ metros}$.

Si se propone una columna de 0.30 m se tiene entonces una luz libre máxima de la viga de $6.15 - 0.30 = 5.85$

$5.85/24 = 0.25$, se opta **0.60 m**.

2.1.31 Losas

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como para transmitir cargas verticales (viva y muerta) y horizontales (sismo). Por su espesor, pueden dividirse en cascarones ($t < 0.09$), planas ($0.09 \leq t \leq 0.12$) y nervadas ($t > 0.12$). Para calcular el peralte de la losa se realiza de la siguiente manera. 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 losa, por tanto se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

Para losas en dos direcciones, ACI recomienda:

$$\text{Espesor (t) de Losa} = (\text{perímetro de losa}) / 180$$

$$t \text{ Losa} = (5.325*2 + 6.15*2) / 180 = \mathbf{0.1275 \text{ aproximado } 13},$$

Tendríamos que diseñar losas nervadas, entonces colocaremos vigas para disminuir las áreas de las losas. Para diseñar losas planas.

$$\text{Espesor (t) de Losa} = (\text{perímetro de losa}) / 180$$

$$t \text{ Losa} = (2.66*2 + 6.15*2) / 180 = \mathbf{0.098 \text{ aproximado } 0.1},$$

El espesor de losa = 0.1 m

2.1.32 Cimientos

Para la cimentación se usan zapatas aisladas. El método de Predimensionamiento se incluye en el diseño de las zapatas.

Con los resultados obtenidos anteriormente del predimensionamiento y tomando en cuenta la distribución arquitectónica, se presenta a continuación las plantas típicas acotadas con sus respectivas distribuciones de las columnas y vigas, del sótano y escenario que se analiza y diseña estructuralmente en el resto del capítulo.

Figura 6. Planta típica. Sótano o nivel 1.

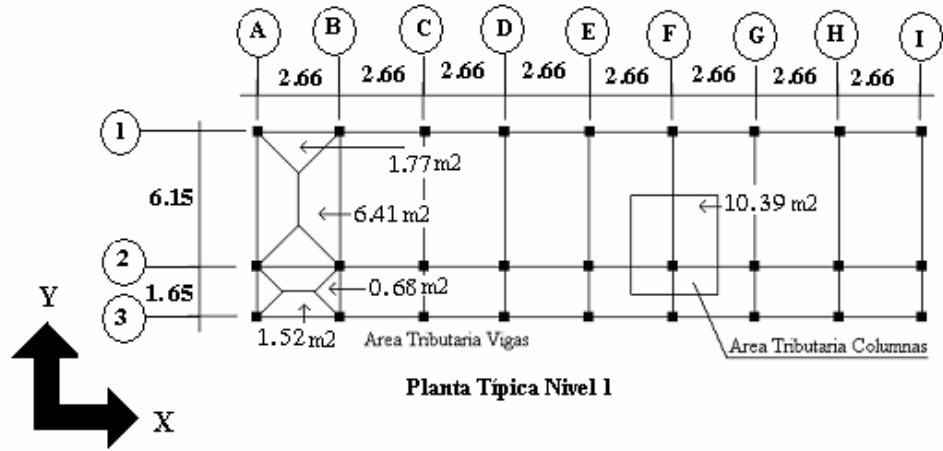


Figura 7. Planta típica. Escenario o nivel 2.

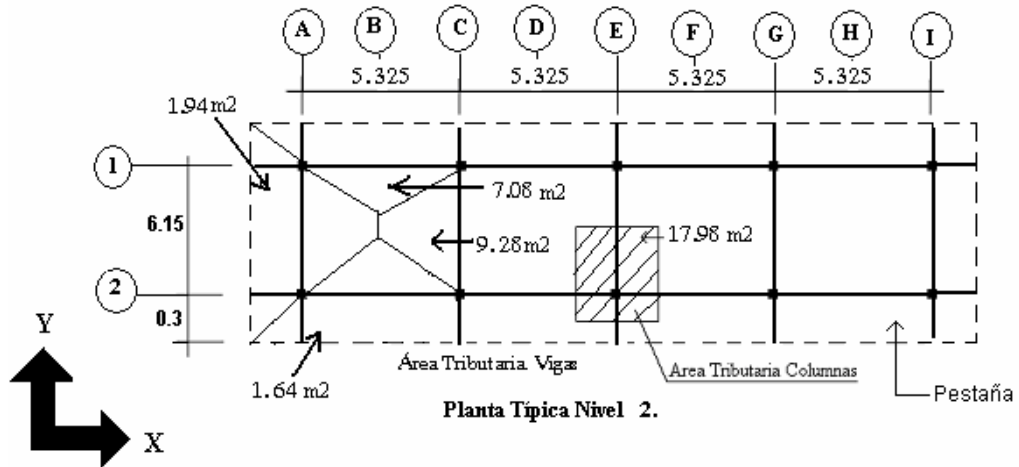


Figura 8. Elevación marco típico, sentido Y.

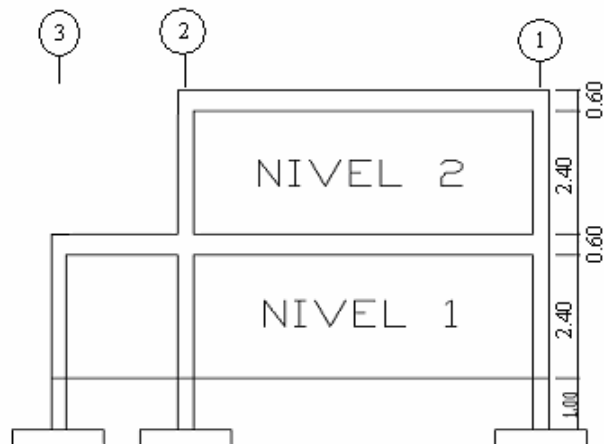
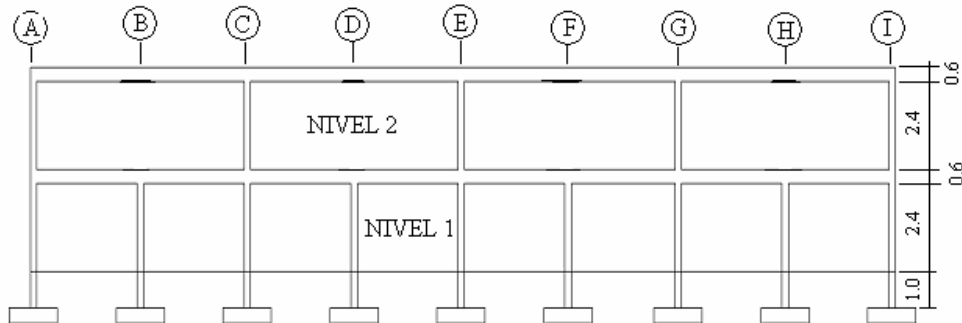


Figura 9. Elevación marco típico, sentido X.



2.1.33 Modelos matemáticos de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

El modelo matemático de un marco dúctil, es una gráfica que representa tanto la forma de las cargas que soporta el marco, y sirven para hacer el análisis estructural. Por la similitud de los marcos en geometría y de las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos.

2.1.33.1 Análisis de cargas

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales. Las cargas muertas, son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas, consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar su ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado.

2.1.33.1.1 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

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

Carga muerta (CM)

Peso del concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Peso de acabados = 60 Kg/m^2

Peso de muros = 250 Kg/m^2

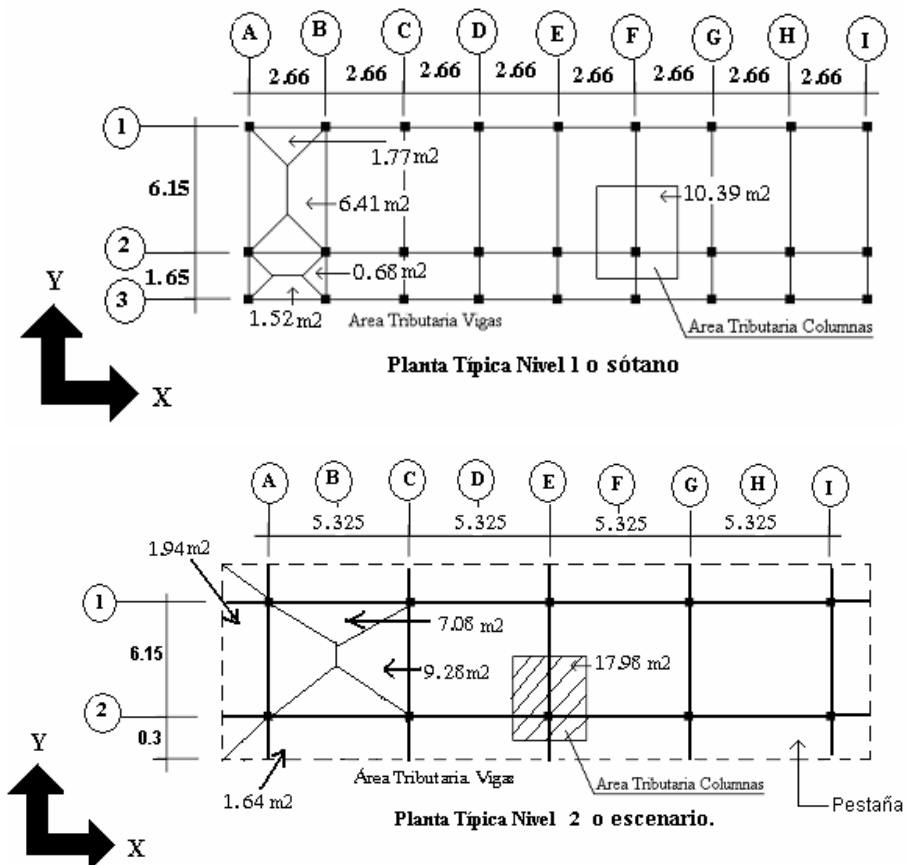
Peso de piso = 144 Kg/m^2

Carga viva (CV)

En techo = 100 Kg/m^2

En escenarios, plazas y áreas públicas = 500 Kg/m^2

Figura 10. Plantas típicas.



2.1.33.1.2 Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

También llamadas cargas por gravedad, como se describió anteriormente, se divide en carga viva y carga muerta. La carga viva, son cargas ocasionales, tales como el peso de personas, etc., la carga muerta, es aquella que permanece constante, inamovible y permanente dentro de una estructura, generalmente está constituida por el peso propio de los elementos que integra la estructura.

a. Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = (\text{Largo} \cdot \text{Ancho} \cdot \text{espesor de losa} \cdot \text{peso del concreto}) + (\text{Largo} \cdot \text{Ancho} \cdot \text{peso de acabado})$$

$$W_{\text{losa}} = ((22.05\text{m} \cdot 6.90\text{m} \cdot 0.1\text{m} \cdot 2400\text{Kg/m}^3) + (22.05\text{m} \cdot 6.90\text{m} \cdot 60\text{Kg}))$$

$$W_{\text{losa}} = \mathbf{45,643.5 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{vigas}} = (\text{base} \cdot \text{altura} \cdot \text{largo} \cdot \text{peso del concreto}) \text{ usando una viga de } 0.3 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.3\text{m} \cdot 0.6\text{m} \cdot 2400 \text{ Kg/m}^3) ((22.05 \cdot 2) + (6.9 \cdot 5))$$

$$W_{\text{vigas}} = \mathbf{45,878.4 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{columna}} = (\text{Área} \cdot \text{altura} / 2 \cdot \text{peso del concreto} \cdot \text{total de columnas del nivel})$$

$$W_{\text{columna}} = (0.30\text{m} \cdot 0.30\text{m} \cdot 1.50\text{m} \cdot 2400\text{Kg/m}^3 \cdot 10) = \mathbf{3,240 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{acabados}} = (22.05\text{m} \cdot 6.9\text{m} \cdot 60\text{Kg/m}^2) = \mathbf{9,128.7 \text{ Kg}}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columna}} + W_{\text{acabados}}$$

$$\mathbf{\text{Total de la carga muerta} = 103,890.6 \text{ Kg}}$$

Carga viva

$$CV = (\text{Área Tributaria} * \text{Carga viva})$$

$$CV = (22.05\text{m} * 6.90\text{m} * 100\text{Kg/m}^2) = \mathbf{15,214 \text{ Kg}}$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 103,890.6 \text{ Kg} + 0.25 (15,214 \text{ Kg}) = \mathbf{107,694.23 \text{ Kg}}$$

b. Primer nivel

$$\text{Peso del piso } 144 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de muros } 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{losa}} = (0.1\text{m} * 2400\text{Kg/m}^3 + 144\text{Kg/m}^2)(21.45\text{m} * 7.95\text{m}) = \mathbf{65,482.56 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.3\text{m} * 0.6\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3) ((21.45\text{m} * 3) + (7.8\text{m} * 9)) = \mathbf{58,125.6 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.30\text{m} * 0.30\text{m} * (4\text{m} + 1.50\text{m}) * 2400\text{Kg/m}^3 * 27) = \mathbf{32,076 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{acabados}} = (21.45\text{m} * 7.8\text{m} * 60 \text{ Kg/m}^2) = \mathbf{10,038.6 \text{ Kg.}}$$

$$W_{\text{jardin}} = (2000 \text{ Kg/m}^3 * 21.15\text{m} * 1.2\text{m} * 0.6\text{m}) = \mathbf{30,456 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{muro}} = ((21.45\text{m} + 1.5\text{m}) * 2 * 0.7)(250 \text{ Kg/m}^2 + 60 \text{ Kg/m}^2) * 2400\text{Kg/m}^3 * 27) \\ = \mathbf{9,960 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{\text{Total de la carga muerta} = 206,139.06 \text{ Kg.}}$$

Carga viva

$$CV = (500\text{Kg/m}^2 * 6.30\text{m} * 21.45\text{m}) = \mathbf{67,567.5 \text{ Kg}}$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 206,139.06 \text{ Kg} + 0.25 (67,567.5 \text{ Kg}) = \mathbf{273,706.56 \text{ Kg}}$$

Resumen

$$\mathbf{W \text{ del primer nivel} = 273,706.56 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{W \text{ del segundo nivel} = 107,694.23 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{\text{Peso total} = 381,400.79 \text{ Kg}}$$

2.1.33.1.3 Cargas horizontales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

Existen dos fuerzas horizontales, viento y sismo, a las que está expuesto comúnmente un edificio. Regularmente, se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente.

Guatemala es un país con riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura o edificio, se aplicó el método SEAOC, de la manera siguiente:

2.1.34 Método SEAOC (cálculo del corte basal)

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. Para obtener su valor se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

- Z** Coeficiente que depende de la zona sísmica.
- I** Coeficiente que depende de la importancia de la estructura y sus características, después de un evento sísmico.
- C** Coeficiente que depende del período natural de vibración de la estructura.
- S** Coeficiente que depende del tipo de suelo de cimentación. Si se desconoce usar 1.50 y chequear que $C*S \leq 0.14$, si el producto de estos coeficientes excede este valor, utilizar $C*S = 0.14$.
- K** Coeficiente que depende del tipo del sistema estructural usado. Refleja la ductilidad de la estructura.
- W** Peso propio de la estructura más el 25% de las carga vivas.

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

2.1.34.1 Corte basal en el sentido X de la estructura:

$Z = 1$ para la zona central de la República

$I = 1.30$ para edificios que albergarán a personas.

$K = 0.67$ para marco dúctiles

$C = 1/15\sqrt{T}$ donde c no puede ser mayor de 0.12 y de serlo se utiliza 0.12 y

$$T = 0.0906H / \sqrt{B}$$

H = altura del edificio en metros

B = base del edificio en metros

Entonces:

$$T = 0.0906 * 7.00 / \sqrt{21.45} = 0.14 \text{ s.}$$

$$C = 1 / 15 * \sqrt{0.14} = 0.18 \text{ por lo que se utiliza 0.12}$$

$S = 1.50$ porque no se conoce el valor de S , se utiliza el mayor valor permitido. El valor de CS debe ser menor a 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede este valor se debe tomar 0.14 el valor conjunto de CS

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18 \text{ entonces se toma 0.14}$$

$$V = (1 * 1.30 * 0.67 * 0.14 * 381,400.79 \text{ Kg}) = 46,508.01 \text{ Kg.}$$

$$V = \mathbf{46,508.01 \text{ Kg.}}$$

2.1.34.2 Corte basal en el sentido Y de la estructura:

En el otro sentido el valor que podría variar es C por lo que se calcula:

$$T = 0.0906 * 7.00 / \sqrt{7.8} = 0.23 \text{ s}$$

$$C = 1 / (15 * \sqrt{0.23}) = 0.14 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18 \text{ entonces se toma } 0.14$$

Debido a que estos valores no varían respecto al sentido de x, el corte basal es el mismo para ambas direcciones. **V = 46,508.01 Kg**

2.1.34.3 Fuerzas por nivel

La fuerza total lateral V puede ser distribuida en toda la altura de la estructura de acuerdo a la fórmula dada en la sección I(E) del código SEAOC:

Donde

V = corte basal

Ft = fuerza en la cúspide o techo

Fi = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en la sección I(E) del código SEAOC:

Si $T < 0.25$ segundos; $F_t = 0$

Si $T > 0.25$ segundos; $F_t = 0.07 TV$

Donde

T = período natural o fundamental de la estructura

Por lo tanto, el valor de la fuerza, es decir, del corte basal V, puede ser distribuida en los niveles de la estructura, según la fórmula:

$$F_i = \frac{(V - Ft) * WiHi}{\sum WiHi}$$

Donde:

Wi = peso de cada nivel

Hi = altura de cada nivel medida desde la cimentación

Para el peso de las columnas hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- El peso de las columnas del primer nivel debe tomarse desde la cimentación hasta la mitad de las columnas del segundo nivel.
- El peso de las columnas intermedias se debe tomar de la mitad de la columna del nivel inferior a la mitad de la columna del nivel superior.

Tabla IV. Peso-metro de la estructura por nivel.

NIVEL	Wi (Kg.)	Hi (mts)	Wi*Hi (Kg.-m)
1	273,706.56	4	1,094,826.24
2	107,694.23	7	753,859.61
SUMATORIA			1,848,685.85

Fuerza en la cúspide Ft = 0

$$\text{Fuerza por nivel (Fi)} = \frac{(V - Ft) * WiHi}{\sum WiHi}$$

Fuerza por nivel

$$F_1 = \frac{(46,508.01 - 0) * (1,094,826.24)}{1,848,685.85}$$

$$F_1 = 27,542.91 \text{ Kg}$$

$$F_2 = \frac{(46,508.01 - 0) * (753,859.61)}{1,848,685.85}$$

$$F_2 = 18,965.1 \text{ Kg}$$

A manera de aprobación: $V = F_t + F_2 + F_1 = 46,508.01 \text{ Kg}$. la sumatoria de las fuerzas de los niveles da el mismo valor que el corte basal. Por lo tanto cumple.

Figura 11. Fuerza por nivel sentido Y.

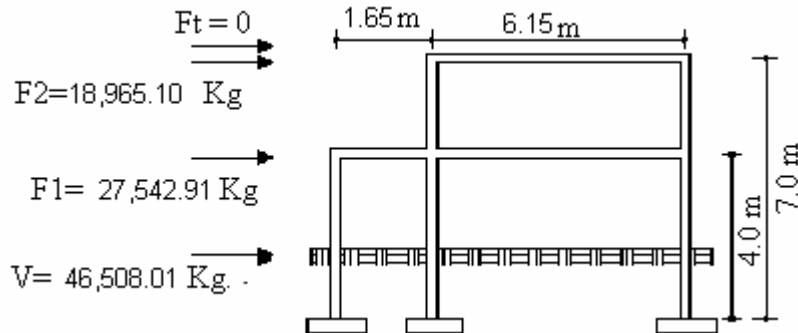
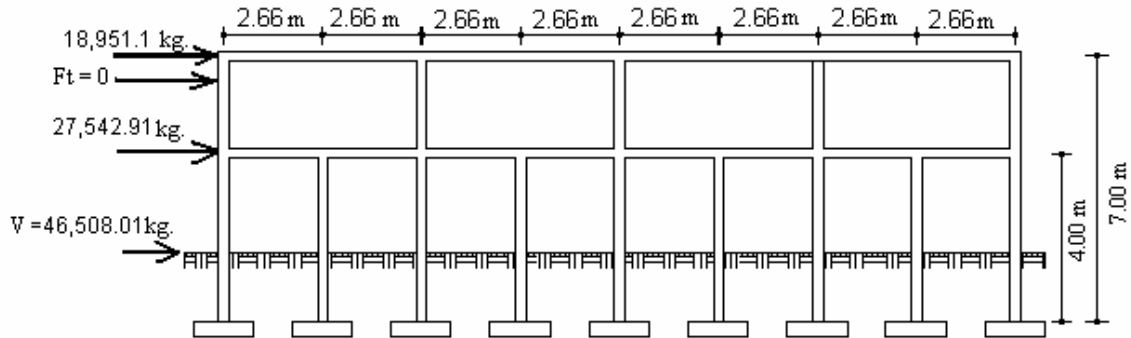


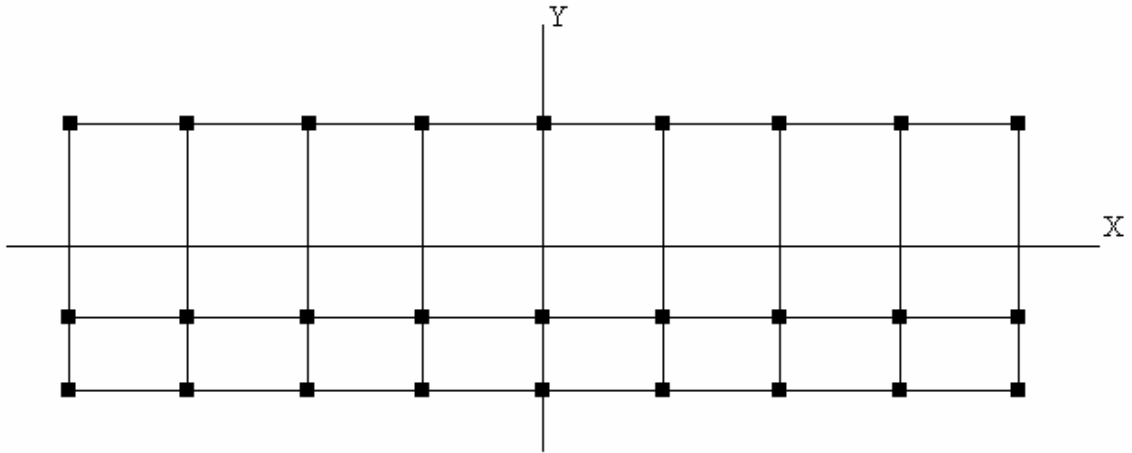
Figura 12. Fuerza por nivel sentido X.



2.1.34.4 Fuerza por marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

En las estructuras se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marcos espaciados están simétricamente colocados. Si los marcos espaciados son asimétricos se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i proporcional a la rigidez de los marcos.

Figura 13. Simetría del sótano y escenario.



a. Fuerzas por marcos Y - Y

Como se puede observar la estructura es simétrica en el sentido Y, por lo que la fuerza por marco será igual al producto de la división de la fuerza de piso entre el número de marcos en el sentido y.

Segundo nivel

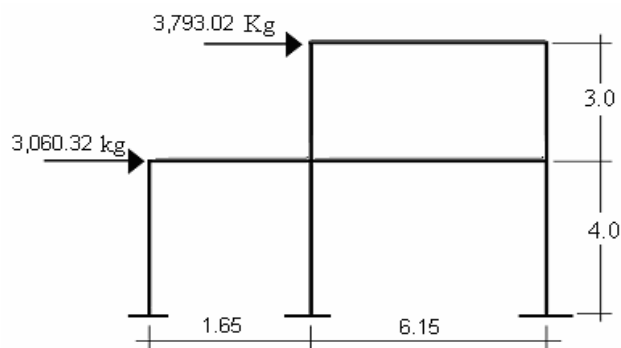
La fuerza del segundo nivel debe incluir Ft

$$F_m = (F_2 + F_t) / \text{número de marcos} = (18,965.1 + 0) / 5 = 3,793.02 \text{ Kg}$$

Primer nivel

$$F_m = F_1 / \text{número de marcos} = 27,542.91 / 9 = 3,060.32 \text{ Kg.}$$

Figura 14. Fuerzas en el marco Y.



b. Fuerza por marco X - X

Se observa que no existe simetría en el sentido X, porque el centro de masa tiene dos marcos abajo y un marco arriba, por lo que hay torsión. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y lo debido a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, con éstas determinadas por las fuerzas correspondientes a un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a su rigidez.

Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y, por lo tanto, la ecuación de la rigidez a usar.

Voladizo: Se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{Ph^3/3EI + 1.2Ph/AG}$$

Doblemente empotrado: Se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{Ph^3/12EI + 1.2Ph/AG}$$

Donde:

P = carga asumida, generalmente 10,000 Kg

h = altura del muro o columna analizada

E = módulo de elasticidad del concreto ($15,100 \sqrt{f'c}$)

I = inercia del elemento

A = sección transversal del muro o columna analizada

G = módulo de rigidez (0.40 E)

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM, se produce excentricidad en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

La excentricidad se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez.

2.1.34.5 Fuerzas del marco por torsión

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza de torsión F_i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos F_i' (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' \begin{matrix} + \\ - \end{matrix} F_i''$$

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

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

$$F_i'' = (e * F_n) / E_i$$

$$E_i = \sum (K_{mdi})^2 / K_{m di}$$

Donde:

K_m = rigidez del marco

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

di = distancia del CR a marco considerado

Fn = Fuerza por nivel

Ei = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

e = excentricidad

a) Segundo nivel

Rigidez de columna x-x se utiliza la fórmula de voladizo por ser último nivel

$$K = \frac{1}{Ph^3/3EI + 1.2Ph/AG}$$

$$K = \frac{1}{10,000*300^3/(3*15,100\sqrt{210}*1/12*30^4) + 1.2*10,000*300/(30^2*0.4*15,100\sqrt{210})}$$

$$K = 0.16$$

Como las secciones de las columnas son las mismas en los marcos entonces:

$$K_m = 0.16*5, \quad K_m = 0.8$$

Tabla V. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel.

Marco	K	L	KL
1	0.8	7.8	6.24
2	0.8	1.65	1.32
3	0.8	0.00	0.00
Sumatoria	2.4		7.56

CR = centro de rigidez

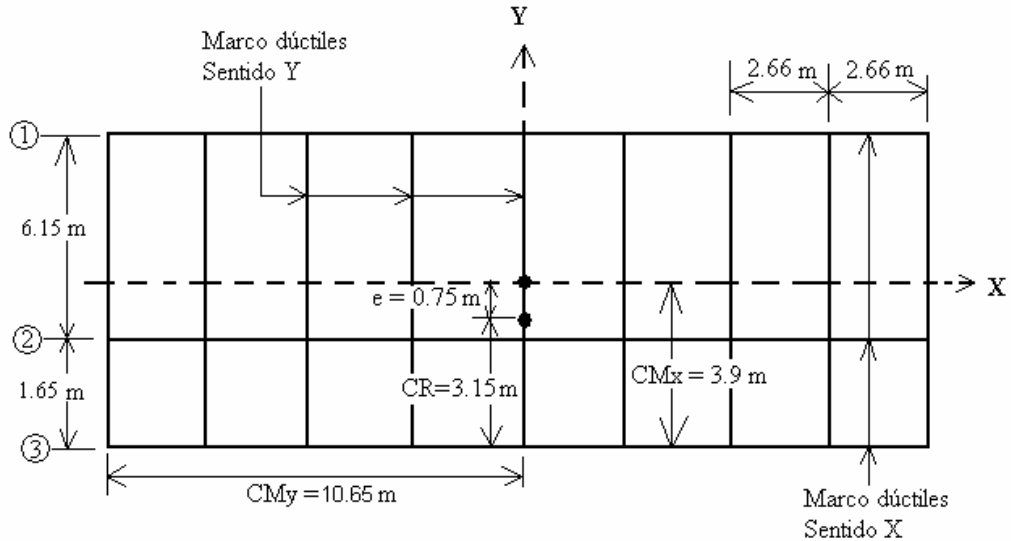
$$CR = KL/K = 7.56/2.4 = 3.15$$

$$CM_x = 7.8/2 = 3.90$$

$$C_{my} = 21.3/2 = 10.65$$

$$e = CM - CR = 3.90 - 3.15 = 0.75$$

Figura 15. Centro de rigidez y centro de masa.



$D_i 1 = 7.8 - 3.15 = 4.65$ (como esta arriba del eje X, se toma como positivo)

$D_i 2 = 3.15 - 1.65 = 1.5$ (como esta bajo del eje X, se toma como negativo)

$D_i 3 = 3.15$ (como esta bajo del eje X, se toma como negativo)

Tabla VI. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel.

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi)²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.8	4.65	3.72	13.84	5.81	6,321.7	2,447.67	8,769.37
2	0.8	-1.5	-1.2	1.44	-18.03	6,321.7	-789.39	5,532.31
3	0.8	-3.15	-2.52	6.35	-8.58	6,321.7	-1,658.28	4,663.42
	2.4			21.63		18,965.1		18,965.1

$$E_i = \sum (Kmdi)^2 / K_m d_i \Rightarrow E_i 1 = 21.63 / 3.72 = 5.81$$

$$E_i 2 = 21.63 / -1.2 = -18.03 \quad E_i 3 = 21.63 / -2.52 = -8.58$$

$$F_i' = \frac{(K_m * F_n)}{\sum K_i} \Rightarrow F_i' = (0.8 * 18,965.1) / 2.4 = 6,321.7 \text{ Kg.}$$

$$F_i'' = (e * F_n) / E_i \Rightarrow F_i'' 1 = (0.75 * 18,965.1) / 5.81 = 2,447.67$$

$$F_i'' 2 = (0.75 * 18,965.1) / -18.03 = -789.39$$

$$F_i'' 3 = (0.75 * 18,965.1) / -8.58 = -1,658.28$$

$F_m = F_i' \begin{matrix} + \\ - \end{matrix} F_i''$ (se suma algebraicamente, dependiendo el signo de F_i'')

$$F_m 1 = 6,321.7 + 2,447.67 = 8,769.37 \quad F_m 2 = 6,321.7 - 789.39 = 5,532.31$$

$$F_m 3 = 6,321.7 - 1,658.28 = 4,663.42$$

Si el valor $F_m < F_i''$ se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor $F_m > F_i''$, F_m será el valor del marco analizado. Es decir que, se toman los valores críticos.

b) Primer nivel

La rigidez de la columna se trabaja como doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio multinivel.

$$K_c = \frac{1}{10,000 * 300^3 / (12 * 15,100 \sqrt{210} * 1 / 12 * 30^4) + 1.2 * 10,000 * 300 / (30^2 * 0.4 * 15,100 \sqrt{210})}$$

$$K_c = 0.637$$

$$K_c = 0.637$$

La rigidez del marco es

$$K_m = k_{c1} + k_{c2} + k_{c3} + k_{c4} + k_{c5} + k_{c6} + k_{c7} + k_{c8} + k_{c9} = 9k_c = 5.736$$

Tabla VII. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel.

Marco	K	L	KL
1	5.736	7.8	44.74
2	5.736	1.65	9.46
3	5.736	0.00	0.00
Sumatoria	17.208		54.2

CR = centro de rigidez

$$CR = KL/K = 54.2/17.208 = 3.15$$

$$CM_x = 7.8/2 = 3.90$$

$$C_{my} = 21.3/2 = 10.65$$

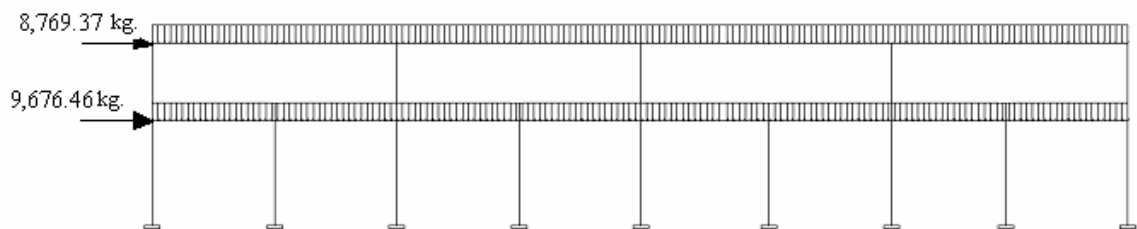
$$e = CM - CR = 3.90 - 3.15 = 0.75$$

El procedimiento es el mismo que el anterior, en la siguiente tabla se muestra los resultados.

Tabla VIII. Fuerza por marco por torsión del primer nivel.

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi)²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	5.736	4.65	26.67	711.42	41.69	9,180.97	495.46	9,676.46
2	5.736	-1.5	-8.6	74.03	-129.29	9,180.97	-159.76	9,021.21
3	5.736	-3.15	-18.07	326.47	-61.53	9,180.97	-335.73	8,845.24
	17.208			1,111.92		27,542.91		27,542.91

Figura 16. Fuerzas en el marco X.



2.1.35 Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

$$\text{Losa} = (2400 \text{ Kg/m}^3)(0.1\text{m}) = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Muros divisorio y tabiques} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = (2400 \text{ Kg./m}^3 * 0.6\text{m} * 0.3\text{m}) = 432 \text{ Kg/m}$$

Carga viva= 100 Kg/m² en techos; y 500 Kg/m² en escenarios, plazas y áreas públicas.

Nivel 1: Áreas tributarias

$$A1 = (2.66\text{m} * 1.33\text{m}) * 0.50 = 1.77 \text{ m}^2$$

$$A2 = (6.15\text{m} + 3.49\text{m}) / 2 * 1.33\text{m} = 6.41 \text{ m}^2$$

$$A3 = (2.66\text{m} + 1.01\text{m}) / 2 * 0.83\text{m} = 1.52 \text{ m}^2$$

$$A4 = (1.65\text{m} * 0.83\text{m}) * 0.50 = 0.68 \text{ m}^2$$

Nivel 2: Áreas tributarias

$$A1 = (5.325\text{m} * 2.66\text{m}) * 0.50 = 7.08 \text{ m}^2$$

$$A2 = (6.15\text{m} + 0.83\text{m}) / 2 * 2.66\text{m} = 9.28 \text{ m}^2$$

$$A3 = (5.325\text{m} * 0.3\text{m}) + (0.3 * 0.3) / 2 = 1.64 \text{ m}^2$$

$$A4 = (6.75\text{m} + 6.15) / 2 * 0.3\text{m} = 1.94 \text{ m}^2$$

2.1.35.1 Cálculo de cargas sobre el marco 2 - eje X

Segundo nivel:

CM = peso de losa + peso propio de viga

$$CM = (240\text{kg/m}^2 / 5.325\text{m}) (7.08\text{m}^2 + 1.60\text{m}^2) + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 823.21 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100\text{kg/m}^2 / 5.325\text{m}) (7.08\text{m}^2 + 1.60\text{m}^2)$$

$$CV = 163 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 823.21 \text{ Kg/m} + 163 \text{ Kg/m} = \mathbf{986.21 \text{ Kg/m}}$$

Primer nivel:

$$CM = (240\text{kg/m}^2 / 2.66\text{m}) (1.77\text{m}^2 + 1.52 \text{ m}^2) + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 728.84 \text{ Kg/m}$$

$$CM = (2000\text{kg/m}^3 / 2.66\text{m}) (1.52\text{m}^2 * 0.6\text{m}) = 685.71 \text{ C}$$

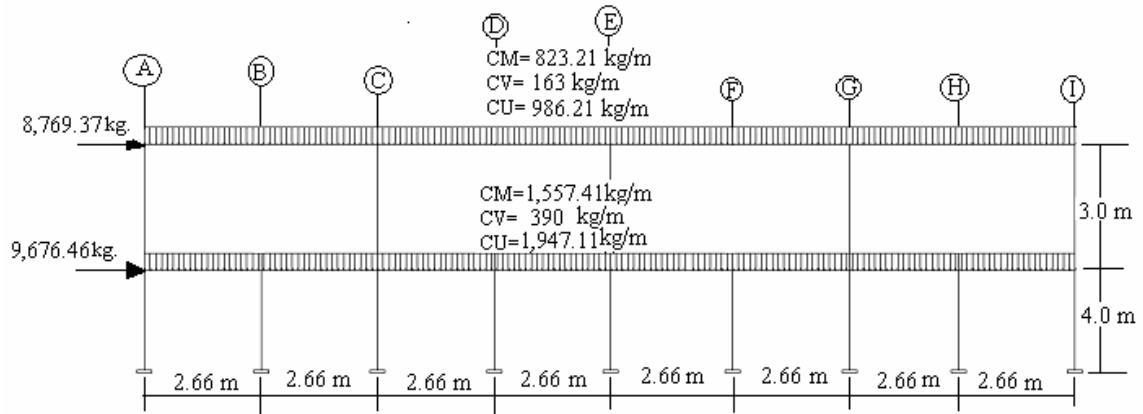
$$CM = (250\text{kg/m}^2 / 2.66\text{m}) (1.52\text{m}) = 142.86 \text{ kg/m}$$

$$CV = ((100\text{kg/m}^2 * 1.52\text{m}^2) + (500\text{kg/m}^2 * 1.77\text{m}^2)) / 2.66\text{m}$$

$$CV = 390 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,557.41 \text{ Kg/m} + 390 \text{ Kg/m} = \mathbf{1,947.11 \text{ Kg/m}}$$

Figura 17. Fuerzas y cargas en marco sentido X.



2.1.35.2 Cálculo de cargas sobre el marco típico-eje Y

Segundo nivel: Tramo 1-2

$$CM = (240\text{kg/m}^2 / 6.15\text{m}) (2 \cdot 9.28\text{m}^2) + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 1,156.29 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 2(100\text{kg/m}^2)(9.28\text{m}^2) / 6.15\text{m}$$

$$CV = 301.79 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,156.29 \text{ Kg/m} + 301.79 \text{ Kg/m} = \mathbf{1,458.08 \text{ Kg/m}}$$

Primer nivel: Tramo 1-2

$$CM = (240\text{kg/m}^2)(2 \cdot 6.41\text{m}^2) / 6.15\text{m} + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 932.29 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (2 \cdot 500\text{kg/m}^2)(6.41\text{m}^2) / 6.15\text{m}$$

$$CV = 1,042.28 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 932.29 \text{ Kg/m} + 1,042.28 \text{ Kg/m} = \mathbf{1,974.57 \text{ Kg/m}}$$

Tramo 2-3

$$CM = (490 + 2000 \text{ kg/m}^2)(1.01\text{m}^2) / 1.65\text{m}$$

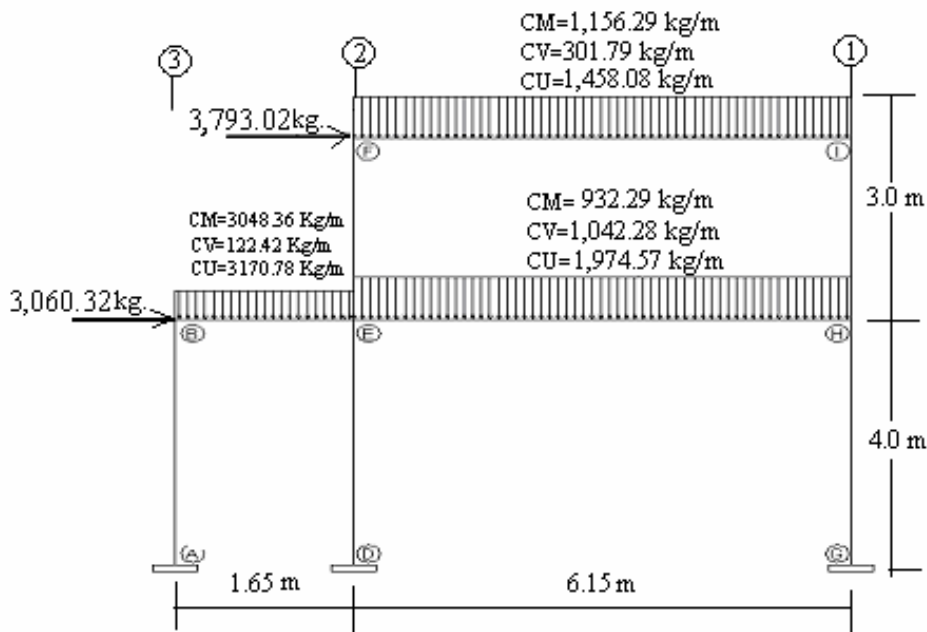
$$CM = 3,048.36 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100\text{kg/m}^2)(2\text{m}^2 * 1.01\text{m}^2)/1.65\text{m}$$

$$CV = 122.42 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 3,048.36 \text{ Kg/m} + 122.42 \text{ Kg/m} = \mathbf{3,170.78 \text{ Kg/m}}$$

Figura 18. Fuerzas y cargas en marco sentido Y.



2.1.36 Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de Kani

Luego de la integración total de cargas, se procede al análisis estructural para la determinación de las fuerzas y deformaciones que se presenta en la estructura a través del método de Kani. El siguiente resume 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 columna.

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

- **Cálculo de momento de sujeción (M_s)**, estos se calculan cuando hay cargas verticales.

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

- **Determinación de fuerzas de sujeción (H)**, estas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n)**, se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil 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 dúctil 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})**

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

$$L \text{ longitud de elemento}$$

- **Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{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 la fuerzas horizontales aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

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

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

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

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

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

$$M''_{ik} = V_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por fuerzas horizontales}$$

- **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 lo momentos positivos en vigas ($M_{ik(+)}$)**

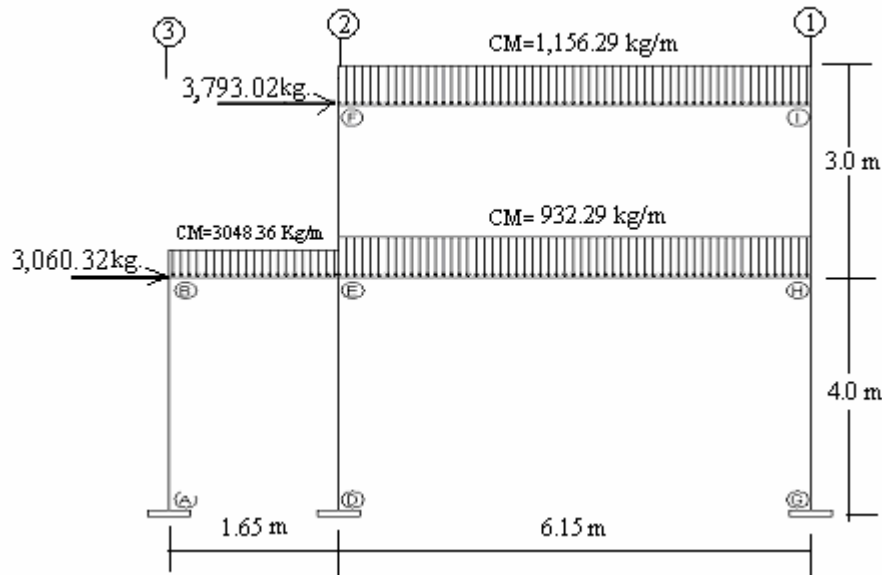
$$M_{ik(+)} = WL^2 / 8 - (M_{i(-)} + M_{k(-)}) / 2$$

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

2.1.36.1 Método de Kani – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido Y

Figura 19. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido Y – carga muerta.



➤ **Cálculo de momentos fijos (MF_{ik})**

Para cargas distribuidas uniformemente $MF = +/- WL^2 / 12$

$$MF_{BE} = - (3048.36 * 1.65^2) / 12 = -691.6 \text{ kg-m} = MF_{EB} = 691.6 \text{ kg-m}$$

$$MF_{EH} = - (936.29 * 6.15^2) / 12 = -2,951.07 \text{ kg-m} = MF_{HE} = 2,951.07 \text{ kg-m}$$

$$MF_{FI} = - (1,156.29 * 6.15^2) / 12 = -3,644.48 \text{ kg-m} = MF_{IF} = 3,644.48 \text{ kg-m}$$

➤ **Cálculo de momentos de sujeción $M_S = \sum (MF_{ik})$**

$$\text{Nudo B} = MF_{BE} = -691.6 \text{ kg-m} \quad \text{Nudo I} = MF_{IF} = 3,644.48 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo H} = MF_{HE} = 2,951.07 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo E} = MF_{EH} + MF_{EB} = -2,951.07 + 691.6 = -2,259.47 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo F} = MF_{FI} = -3,644.48$$

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

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

$$I_{VIGA} = (30 * 60^3) / 12 = 540,000 \text{ cm}^4$$

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

$$\text{Inercia relativas } I_{\text{COLUMNNA}} = 1$$

$$I_{\text{VIGA}} = 540,000 / 67,500 = 8 \text{ I}$$

Rigidez

$$\text{Columnas: Nivel 1} = K_{AB} = K_{BA} = K_{DE} = K_{ED} = K_{GH} = K_{HG} = 1/4 = 0.25$$

$$\text{Nivel 2} = K_{BC} = K_{CB} = K_{EF} = K_{FE} = K_{HI} = K_{IH} = 1/3 = 0.33$$

$$\text{Vigas: Tramo 2-3} = K_{CF} = K_{FC} = K_{BE} = K_{EB} = 8/1.65 = 4.85$$

$$\text{Tramo 1-2} = K_{FI} = K_{IF} = K_{EH} = K_{HE} = 8/6.15 = 1.3$$

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

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

$$\text{Nudo a} = \text{Nudo d} = \text{Nudo g} = 0$$

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

$$= -1/2 (0.25 / (0.25 + 4.85)) = -0.025$$

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

$$= -1/2 (4.85 / (0.25 + 4.85)) = -0.475$$

$$\text{Nudo e: } \mu_{EB} = -1/2 (K_{EB} / K_{EB} + K_{EF} + K_{EH} + K_{ED}) =$$

$$= -1/2 (4.85 / (4.85 + 0.33 + 1.3 + 0.25)) = -0.36$$

$$\mu_{EF} = -1/2 (K_{EB} / K_{EB} + K_{EF} + K_{EH} + K_{ED}) =$$

$$= -1/2 (0.33 / (4.85 + 0.33 + 1.3 + 0.25)) = -0.02$$

$$\mu_{EH} = -1/2 (K_{EB} / K_{EB} + K_{EF} + K_{EH} + K_{ED}) =$$

$$= -1/2 (1.3 / (4.85 + 0.33 + 1.3 + 0.25)) = -0.1$$

$$\mu_{ED} = -1/2 (K_{EB} / K_{EB} + K_{EF} + K_{EH} + K_{ED}) =$$

$$= -1/2 (0.25 / (4.85 + 0.33 + 1.3 + 0.25)) = -0.02$$

$$\text{Nudo f: } \mu_{FE} = -1/2 (K_{FE} / K_{FE} + K_{FI}) =$$

$$= -1/2 (0.33 / (0.33 + 1.3)) = -0.1$$

$$\mu_{FI} = -1/2 (K_{FI} / K_{FE} + K_{FI}) =$$

$$= -1/2 (1.3/ (0.33 + 1.3)) = - 0.4$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo i: } \mu_{\text{IF}} &= -1/2 (K_{\text{IF}}/ K_{\text{IF}} + K_{\text{IH}}) = \\ &= -1/2 (1.3/ (0.33 + 1.3)) = - 0.4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{\text{IH}} &= -1/2 (K_{\text{IH}}/ K_{\text{IF}} + K_{\text{IH}}) = \\ &= -1/2 (0.33/ (0.33 + 1.3)) = - 0.1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo h: } \mu_{\text{HI}} &= -1/2 (K_{\text{EB}}/ K_{\text{HI}} + K_{\text{HE}} + K_{\text{HG}}) = \\ &= -1/2 (0.33/ (0.33 + 1.3 + 0.25)) = - 0.088 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{\text{HE}} &= -1/2 (K_{\text{HE}}/ K_{\text{HI}} + K_{\text{HE}} + K_{\text{HG}}) = \\ &= -1/2 (1.3/ (0.33 + 1.3 + 0.25)) = - 0.346 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{\text{HG}} &= -1/2 (K_{\text{HG}}/ K_{\text{HI}} + K_{\text{HE}} + K_{\text{HG}}) = \\ &= -1/2 (0.25/ (0.33 + 1.3 + 0.25)) = - 0.066 \end{aligned}$$

➤ **Cálculo de factores de corrimiento $V = -3/2 (K_{\text{ik}} / \sum K_{\text{in}})$**

$$\begin{aligned} \text{Nivel 1: } V_{\text{AB}} &= -3/2 (K_{\text{AB}}/ K_{\text{AB}} + K_{\text{DE}} + K_{\text{GH}}) = \\ V_{\text{AB}} &= -3/2 (0.25/ 0.25 + 0.25 + 0.25) = - 0.50 \\ V_{\text{AB}} &= V_{\text{DE}} = V_{\text{GH}} = - 0.50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 2: } V_{\text{BC}} &= -3/2 (K_{\text{EF}}/ K_{\text{EF}} + K_{\text{HI}}) = \\ V_{\text{BC}} &= -3/2 (0.33/ 0.33 + 0.33) = - 0.75 \\ V_{\text{BC}} &= V_{\text{EF}} = V_{\text{HI}} = - 0.75 \end{aligned}$$

➤ **Influencias de giro (M'_{ik}). Primera iteración (vigas)**

$$M'_{\text{ik}} = \mu_{\text{ik}} (M_{\text{s}} + \sum M'_{\text{in}} + M''_{\text{in}})$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo b: } M'_{\text{BA}} &= \mu_{\text{BA}} (M_{\text{SB}} + (M'_{\text{AB}} + M'_{\text{EB}} + M''_{\text{AB}})) \\ &= - 0.025 (-691.6 + (0 + 0 + 0)) = 17.29 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{\text{BE}} &= \mu_{\text{BE}} (M_{\text{SB}} + (M'_{\text{AB}} + M'_{\text{EB}} + M''_{\text{AB}})) \\ &= - 0.475 (-691.6 + (0 + 0 + 0)) = 328.551 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo f: } M'_{FI} &= \mu_{FI} (M_{SF} + (M'_{FI} + M'_{FE} + M''_{FE})) \\ &= -0.4 (-3644.48 + (0 + 0)) = 1,457.79 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{FE} &= \mu_{FE} (M_{SF} + (M'_{FI} + M'_{FE} + M''_{FE})) \\ &= -0.1 (-3644.48 + (0 + 0 + 0)) = 364.45 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo i: } M'_{IF} &= \mu_{IF} (M_{SI} + (M'_{FI} + M'_{IH} + M''_{IH})) \\ &= -0.4 (3644.48 + (1457.79 + 0)) = -2,040.91 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{IH} &= \mu_{IH} (M_{SI} + (M'_{FI} + M'_{IH} + M''_{IH})) \\ &= -0.1 (3644.48 + (1457.79 + 0)) = -510.23 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo h: } M'_{HI} &= \mu_{HI} (M_{SH} + (M'_{IH} + M'_{EH} + M'_{GH} + M''_{IH} + M''_{HG})) \\ &= -0.088 (2951.07 + (-510.23 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -214.79 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{HE} &= \mu_{HE} (M_{SH} + (M'_{IH} + M'_{EH} + M'_{GH} + M''_{IH} + M''_{HG})) \\ &= -0.348 (2951.07 + (-510.23 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -844.53 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{HG} &= \mu_{HG} (M_{SH} + (M'_{IH} + M'_{EH} + M'_{GH} + M''_{IH} + M''_{HG})) \\ &= -0.066 (2951.07 + (-510.23 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -161.10 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo e: } M'_{EH} &= \mu_{EH} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE})) \\ &= -0.1 (-2,259.47 + (364.45 - 844.53 + 328.51 + 0 + 0 + 0)) = 241.1 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{EF} &= \mu_{EF} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE})) \\ &= -0.02 (-2,259.47 + (364.45 - 844.53 + 328.51 + 0 + 0 + 0)) = 48.22 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{EB} &= \mu_{EB} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE})) \\ &= -0.36 (-2,259.47 + (364.45 - 844.53 + 328.51 + 0 + 0 + 0)) = 867.97 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{ED} &= \mu_{ED} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE})) \\ &= -0.02 (-2,259.47 + (364.45 - 844.53 + 328.51 + 0 + 0 + 0)) = 48.22 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

➤ **Influencia de desplazamiento (M''_{ik}).** Primera iteración (columnas)

$$M''_{ik} = v_{ik} \left(\sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \right)$$

$$\begin{aligned}
\text{Nivel 2: } M''_{EF} &= V_{EF} (M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH}) \\
&= -0.75 (48.22 + 364.45 - 214.79 - 510.23) \\
&= 234.26 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Nivel 1: } M''_{AB} &= V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG}) \\
&= -0.50 (0 + 17.29 + 0 + 48.22 + 0 - 161.1) \\
&= 47.8 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH}
\end{aligned}$$

➤ **Influencias de giro (M'_{ik})** . Segunda iteración (vigas)

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

$$\begin{aligned}
\text{Nudo b: } M'_{BA} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{EB} + M''_{AB})) \\
&= -0.025 (-691.6 + (0 + 867.97 + 47.8)) = -5.6 \text{ Kg-m} \\
M'_{BE} &= \mu_{BE} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{EB} + M''_{AB})) \\
&= -0.475 ((-691.6 + (0 + 867.97 + 47.8))) = -106.48 \text{ Kg-m}
\end{aligned}$$

Siguiendo el mismo procedimiento que en la primera iteración, se cierra el segundo ciclo, para encontrar los momentos de las columnas, de la misma manera que en la primera iteración.

➤ **Influencia de desplazamiento (M''_{ik})** . Segunda iteración (columnas)

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

$$\begin{aligned}
\text{Nivel 2: } M''_{EF} &= V_{BC} (M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH}) \\
&= -0.75 (50.88 + 540.29 - 254.47 - 582.51) \\
&= 184.36 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Nivel 1: } M''_{AB} &= V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG}) \\
&= -0.50 (0 - 5.60 + 0 + 50.88 + 0 - 190.85) \\
&= 72.79 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH}
\end{aligned}$$

5	-250.90	-188.17	-986.49	51.73	258.64	51.73	931.09
6	-250.89	-188.16	-986.43	51.76	258.82	51.76	931.76
7	-250.90	-188.17	-986.49	51.77	258.87	51.77	931.92
8	-250.90	-188.18	-986.51	51.78	258.88	51.78	931.95
9	-250.91	-188.18	-986.51	51.78	258.88	51.78	931.96
10	-250.91	-188.18	-986.52	51.78	258.88	51.78	931.96

Tabla X. Resultado de Kani. Momentos en columnas.

Columnas	
Nivel 2	Nivel 1
234.26	47.79
184.36	72.79
161.13	72.96
156.08	72.23
155.36	72.09
155.31	72.09
155.31	72.10
155.32	72.11
155.32	72.11
155.32	72.11

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

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

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

$$M_{AB} = 0 + 2(0) - 7.81 + 72.11 = 64.3 \text{ Kg-m}$$

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

$$M_{BA} = 0 + 2(-7.81) + 0 + 72.11 = 56.49 \text{ Kg-m}$$

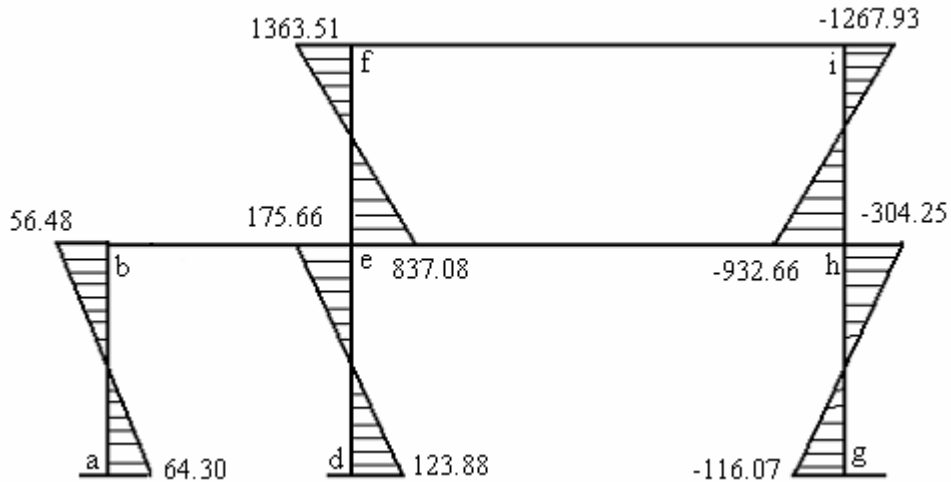
Tabla XI. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga muerta).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	Mij	M'ik	M'ki	M''ik	MF
A	B	0	0	-7.81	72.11	64.30
B	A	0	-7.81	0	72.11	56.48
D	E	0	0	51.78	72.11	123.88
E	D	0	51.78	0	72.11	175.66
G	H	0	0	-188.18	72.11	-116.07
H	G	0	-188.18	0	72.11	-304.25

Nivel 1

E	F	0	51.78	578.21	155.32	837.08	Nivel 2
F	E	0	578.21	51.78	155.32	1363.51	
H	I	0	-250.91	-586.17	155.32	-932.66	
I	H	0	-586.17	-250.91	155.32	-1267.93	

Figura 21. Momentos en columnas producidos por carga muerta.



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

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

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

$$M_{BE} = -691.6 + 2(-148.42) + 931.96 = -56.48 \text{ Kg-m}$$

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

$$M_{EB} = 691.6 + 2(931.96) - 148.42 = 2,407.1 \text{ Kg-m}$$

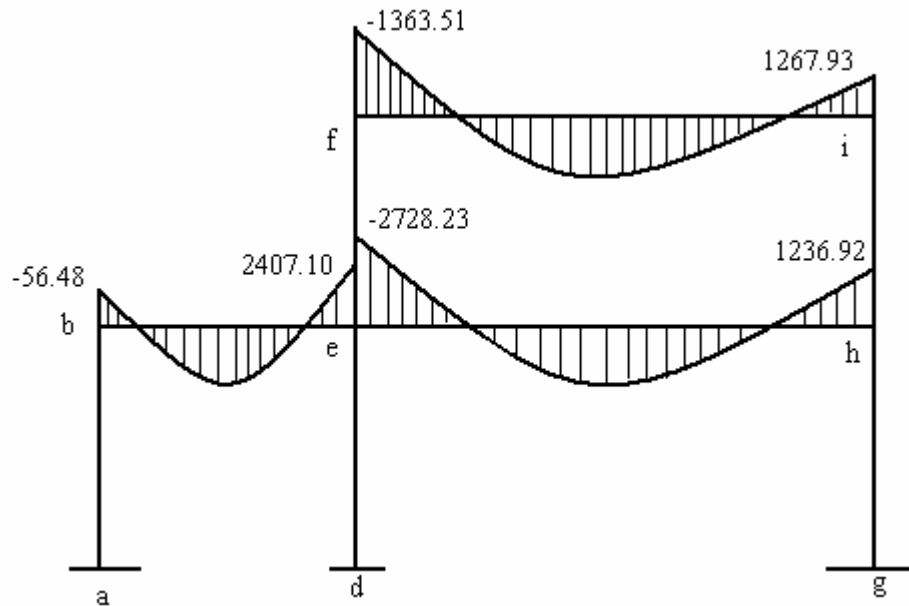
Tabla XII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga muerta).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	MF
B	E	-691.6	-148.42	931.96	-56.48
E	B	691.6	931.96	-148.42	2407.10
E	H	-2259.47	258.88	-986.51	-2728.23
H	E	2951.07	-986.51	258.88	1236.92

Nivel 1

F	I	-3644.48	2312.83	-2344.69	-1363.51	Nivel 2
I	F	3644.48	-2344.69	2312.83	1267.93	

Figura 22. Momentos en vigas producidos por carga muerta.



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 de sismo.

2.1.36.2 Resultado de los análisis de Kani - marco típico dúctil unido con nudos rígidos – sentido Y

Los resultados del análisis estructural de los momentos finales (de vigas y columnas) de carga viva y de sismo en el sentido Y, se observan en las siguientes tablas.

Tabla XIII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	Mij	M'ik	M'ki	M''ik	MF
A	B	0	0	-48.09	103.68	55.60
B	A	0	-48.09	0	103.68	7.51

Nivel 1

D	E	0	0	102.64	103.68	206.33
E	D	0	102.64	0	103.68	308.97
G	H	0	0	-261.93	103.68	-158.24
H	G	0	-261.93	0	103.68	-420.17

E	F	0	102.64	115.95	192.34	513.57
F	E	0	115.95	102.64	192.34	526.87
H	I	0	-349.23	-125.81	192.34	-631.94
I	H	0	-125.81	-349.23	192.34	-408.51

Nivel 2

Figura 23. Momentos en columnas producidos por carga viva.

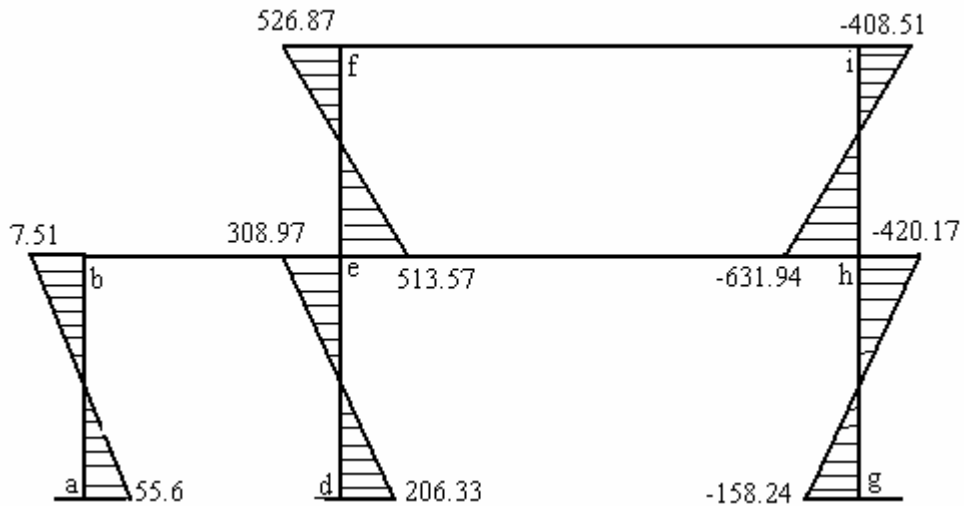


Tabla XIV. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	MF
B	E	-27.77	-913.66	1847.59	-7.51
E	B	27.77	1847.59	-913.66	2809.28
E	H	-3285.14	513.22	-1373.13	-3631.83
H	E	3285.14	-1373.13	513.22	1052.10

Nivel 1

F	I	-951.2	463.78	-503.23	-526.87
I	F	951.2	-503.23	463.78	408.51

Nivel 2

Figura 24. Momentos en vigas producidos por carga viva.

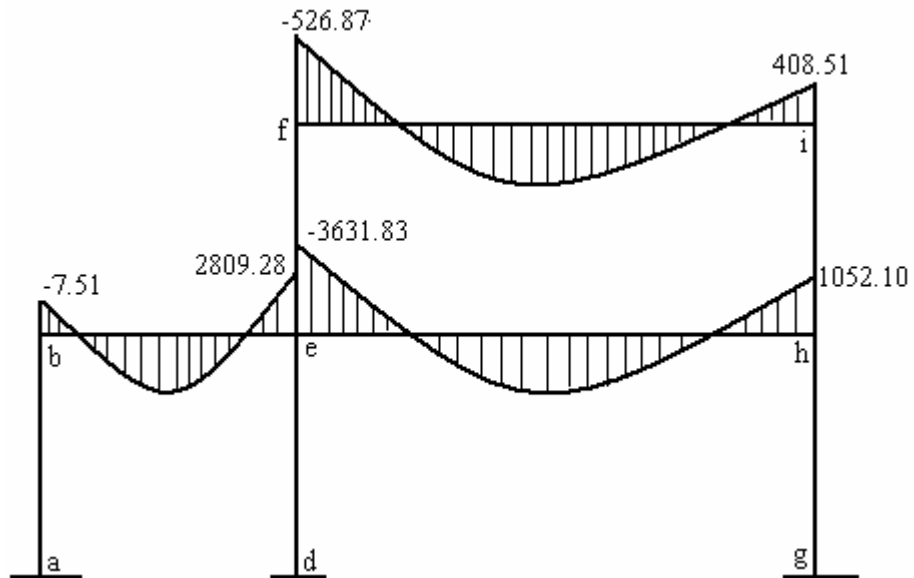


Tabla XV. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	M''_{ik}	MF
A	B	0	0	87.45	-4920.82	-4833.37
B	A	0	87.45	0	-4920.82	-4745.92
D	E	0	0	79.04	-4920.82	-4841.78
E	D	0	79.04	0	-4920.82	-4762.73
G	H	0	0	537.36	-4920.82	-4383.46
H	G	0	537.36	0	-4920.82	-3846.09

Nivel 1

E	F	0	79.04	296.61	-3806.66	-3351.95
F	E	0	296.61	79.04	-3806.66	-3134.39
H	I	0	716.49	190.37	-3806.66	-2183.31
I	H	0	190.37	716.49	-3806.66	-2709.43

Nivel 2

Figura 25. Momentos en columnas producidos por carga de sismo.

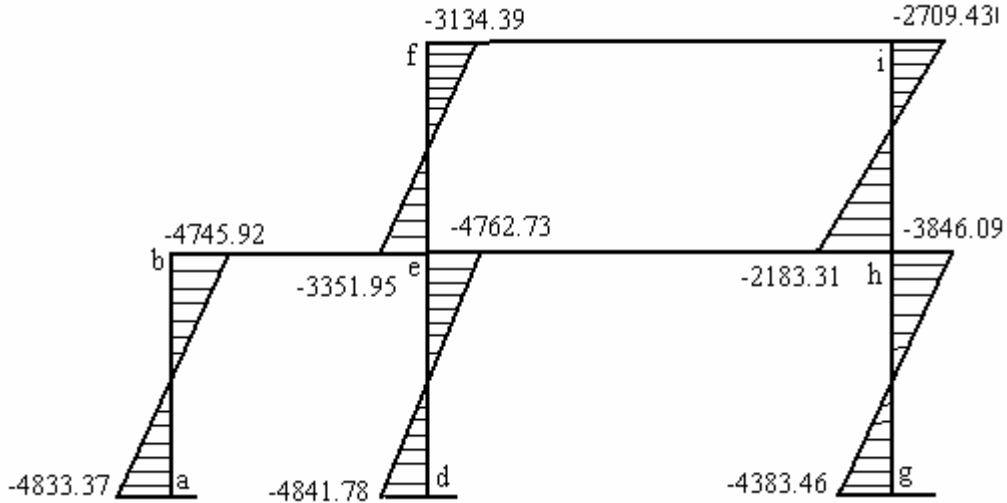
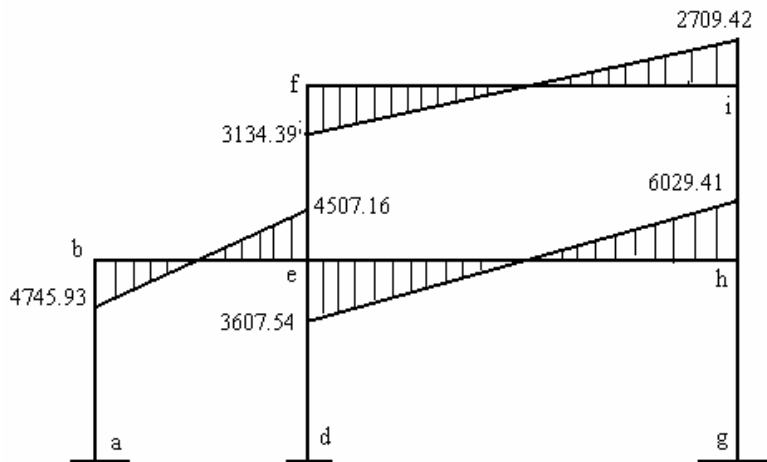


Tabla XVI. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas						
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	MF	
B	E	0	1661.57	1422.80	4745.93	Nivel 1
E	B	0	1422.80	1661.57	4507.16	
E	H	0	395.22	2817.09	3607.54	
H	E	0	2817.09	395.2208	6029.41	
F	I	0	1186.45	761.49	3134.39	Nivel 2
I	F	0	761.49	1186.45	2709.42	

Figura 26. Momentos en viga producidos por carga de sismo.



**2.1.36.3 Resultado de los análisis de Kani - marco dúctil
unido con nudos rígidos – sentido X**

Los resultados del análisis estructural de los momentos finales (de vigas y columnas) de cargas muertas y carga viva en el sentido X, se observan en las siguientes tablas.

Tabla XVII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de muerta).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	Mij	M'ik	M'ki	M''ik	MF
A	B	0	0	24.59	0.00	24.59
B	A	0	24.59	0	0.00	49.19
T	S	0	0	-7.53	0.00	-7.53
S	T	0	-7.53	0	0.00	-15.06
U	R	0	0	2.68	0.00	2.68
R	U	0	2.68	0	0.00	5.37
V	Q	0	0	-0.64	0.00	-0.64
Q	V	0	-0.64	0	0.00	-1.29
W	P	0	0	0.00	0.00	0.00
P	W	0	0.00	0	0.00	0.00
X	O	0	0	0.64	0.00	0.64
O	X	0	0.64	0	0.00	1.29
Y	N	0	0	-2.68	0.00	-2.68
N	Y	0	-2.68	0	0.00	-5.37
Z	M	0	0	7.53	0.00	7.53
M	Z	0	7.53	0	0.00	15.06
Ñ	L	0	0	-24.59	0.00	-24.59
L	Ñ	0	-24.59	0	0.00	-49.19

Nivel 1

B	C	0	40.99	188.88	0.00	270.86
C	B	0	188.88	40.99	0.00	418.74
R	E	0	3.53	-43.20	0.00	-36.13
E	R	0	-43.20	3.53	0.00	-82.86
P	G	0	0.00	0.00	0.00	0.00
G	P	0	0.00	0.00	0.00	0.00
N	I	0	-3.53	43.20	0.00	36.13
I	N	0	43.20	-3.53	0.00	82.86
L	K	0	-40.99	-188.88	0.00	-270.86
K	L	0	-188.88	-40.99	0.00	-418.74

Nivel 2

Figura 27. Momentos en columnas producidos por carga muerta.

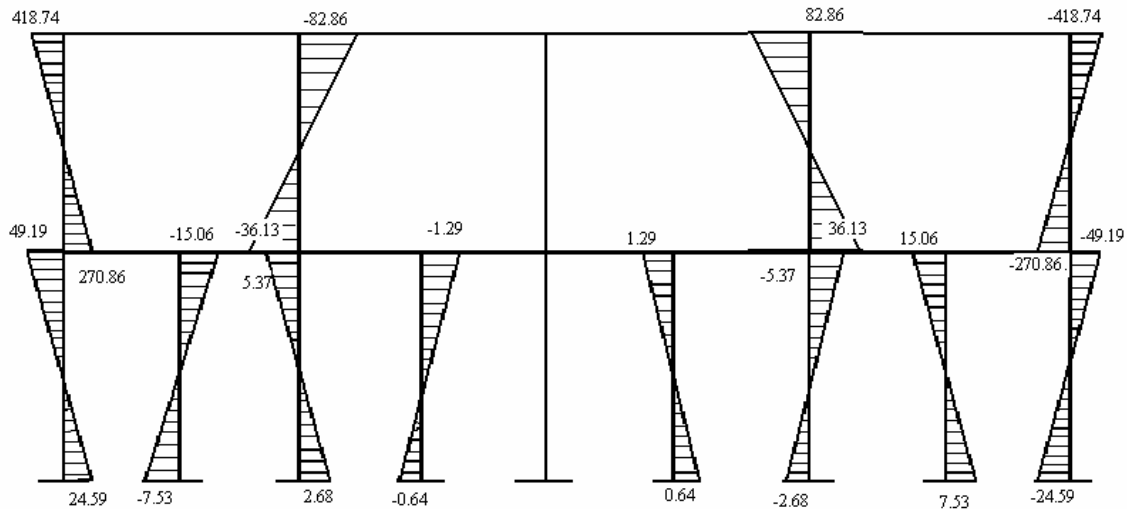


Tabla XVIII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de muerta).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	MF
B	S	-918.3	344.31	-90.37	-320.04
S	B	918.3	-90.37	344.31	1081.88
S	R	-918.3	-90.37	32.22	-1066.82
R	S	918.3	32.22	-90.37	892.36
R	Q	-918.3	32.22	-7.73	-861.60
Q	R	918.3	-7.73	32.22	935.05
Q	P	-918.3	-7.73	0.00	-933.76
P	Q	918.3	0.00	-7.73	910.57
P	O	-918.3	0.00	7.73	-910.57
O	P	918.3	7.73	0.00	933.76
O	N	-918.3	7.73	-32.22	-935.05
N	O	918.3	-32.22	7.73	861.60
N	M	-918.3	-32.22	90.37	-892.36
M	N	918.3	90.37	-32.22	1066.82
M	L	-918.3	90.37	-344.31	-1081.88
L	M	918.3	-344.31	90.37	320.04

Nivel 1

C	E	-1945.22	860.44	-194.39	-418.74
E	C	1945.22	-194.39	860.44	2416.87
E	G	-1945.22	-194.39	0.00	-2334.01
G	E	1945.22	0.00	-194.39	1750.83
G	I	-1945.22	0.00	194.39	-1750.83
I	G	1945.22	194.39	0.00	2334.01
I	K	-1945.22	194.39	-860.44	-2416.87
K	I	1945.22	-860.44	194.39	418.74

Nivel 2

Figura 28. Momentos en vigas producidos por carga muerta.

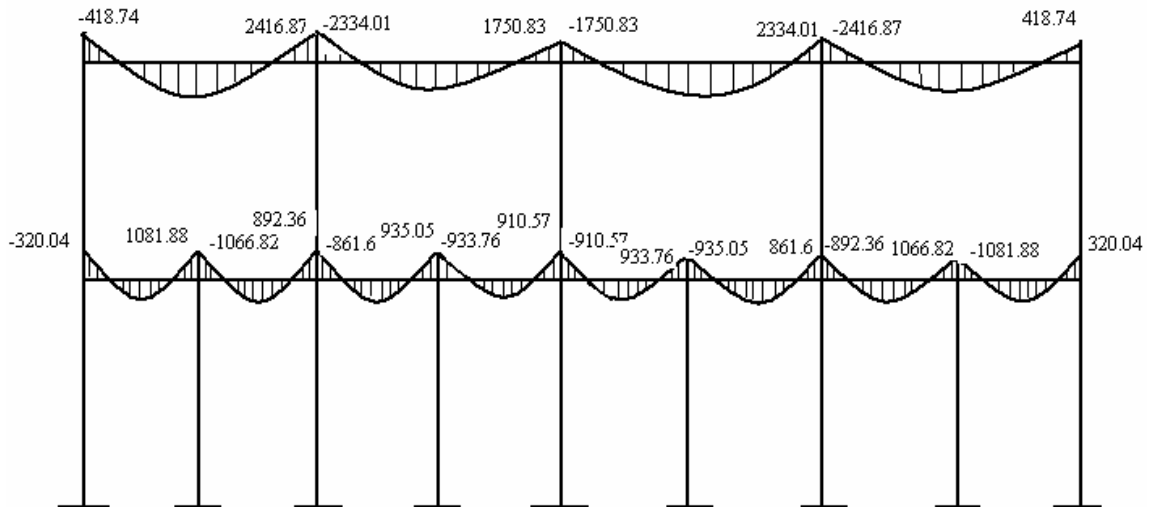


Tabla XIX. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	M''_{ik}	MF
A	B	0	0	6.50	0.00	6.50
B	A	0	6.50	0	0.00	12.99
T	S	0	0	-1.97	0.00	-1.97
S	T	0	-1.97	0	0.00	-3.95
U	R	0	0	0.65	0.00	0.65
R	U	0	0.65	0	0.00	1.29
V	Q	0	0	-0.16	0.00	-0.16
Q	V	0	-0.16	0	0.00	-0.31
W	P	0	0	0.00	0.00	0.00
P	W	0	0.00	0	0.00	0.00
X	O	0	0	0.16	0.00	0.16
O	X	0	0.16	0	0.00	0.31
Y	N	0	0	-0.65	0.00	-0.65
N	Y	0	-0.65	0	0.00	-1.29
Z	M	0	0	1.97	0.00	1.97
M	Z	0	1.97	0	0.00	3.95
Ñ	L	0	0	-6.50	0.00	-6.50
L	Ñ	0	-6.50	0	0.00	-12.99

Nivel 1

B	C	0	10.83	37.13	0.00	58.78
C	B	0	37.13	10.83	0.00	85.09
R	E	0	0.85	-8.50	0.00	-6.80
E	R	0	-8.50	0.85	0.00	-16.15

Nivel 2

P	G	0	0.00	0.00	0.00	0.00
G	P	0	0.00	0.00	0.00	0.00
N	I	0	-0.85	8.50	0.00	6.80
I	N	0	8.50	-0.85	0.00	16.15
L	K	0	-10.83	-37.13	0.00	-58.78
K	L	0	-37.13	-10.83	0.00	-85.09

Figura 29. Momentos en columnas producidos por carga viva.

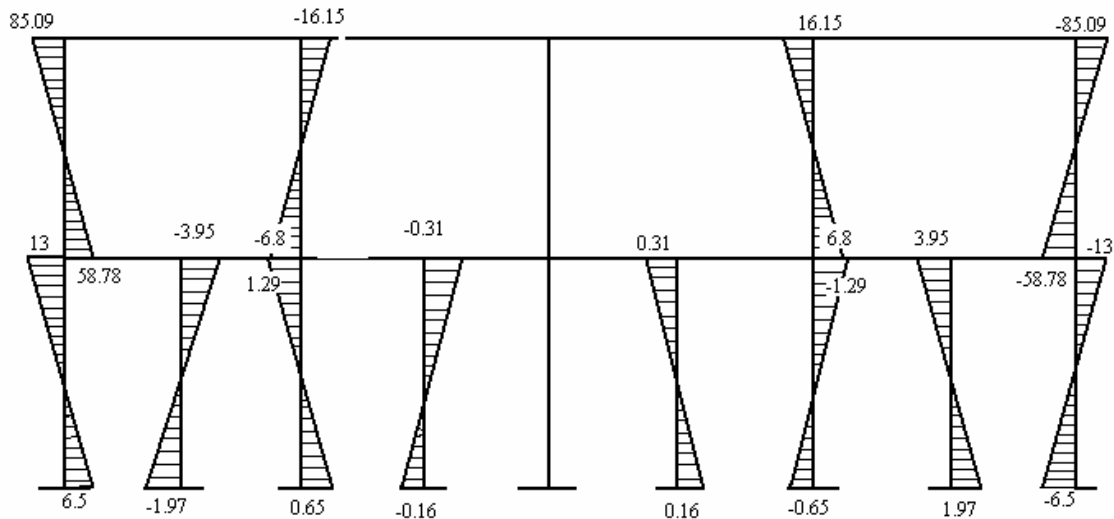


Tabla XX. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	MF
B	S	-229.96	90.94	-23.69	-71.78
S	B	229.96	-23.69	90.94	273.52
S	R	-229.96	-23.69	7.76	-269.57
R	S	229.96	7.76	-23.69	221.80
R	Q	-229.96	7.76	-1.86	-216.30
Q	R	229.96	-1.86	7.76	234.00
Q	P	-229.96	-1.86	0.00	-233.69
P	Q	229.96	0.00	-1.86	228.10
P	O	-229.96	0.00	1.86	-228.10
O	P	229.96	1.86	0.00	233.69
O	N	-229.96	1.86	-7.76	-234.00
N	O	229.96	-7.76	1.86	216.30
N	M	-229.96	-7.76	23.69	-221.80
M	N	229.96	23.69	-7.76	269.57
M	L	-229.96	23.69	-90.94	-273.52
L	M	229.96	-90.94	23.69	71.78

Nivel 1

C	E	-385.16	169.16	-38.25	-85.09
E	C	385.16	-38.25	169.16	477.82
E	G	-385.16	-38.25	0.00	-461.67
G	E	385.16	0.00	-38.25	346.91
G	I	-385.16	0.00	38.25	-346.91
I	G	385.16	38.25	0.00	461.67
I	K	-385.16	38.25	-169.16	-477.82
K	I	385.16	-169.16	38.25	85.09

Nivel 2

Figura 30. Momentos en vigas producidos por carga viva.

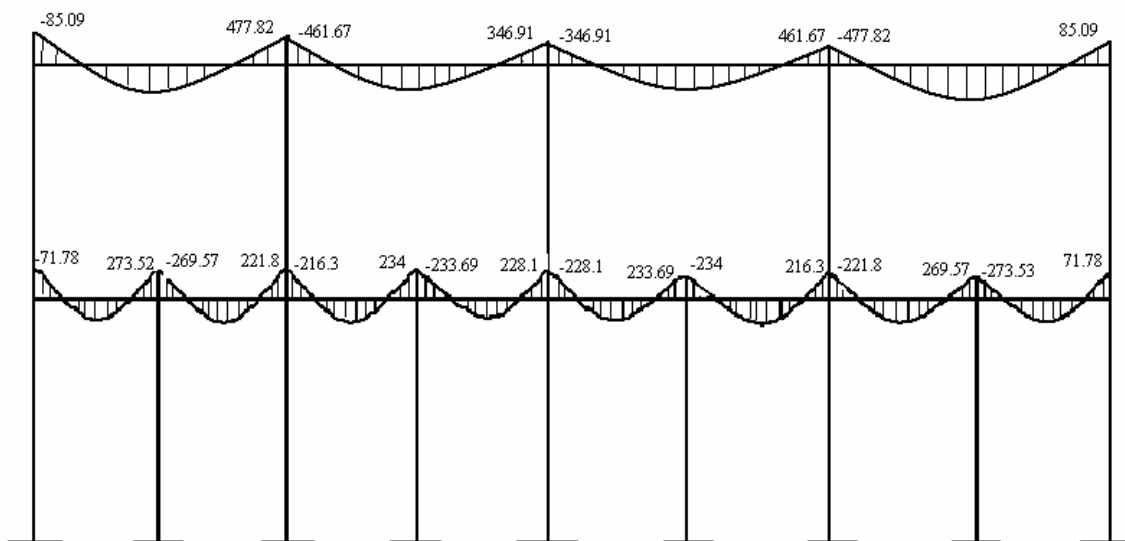


Tabla XXI. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	M''_{ik}	MF
A	B	0	0	221.06	-4244.85	-4023.79
B	A	0	221.06	0	-4244.85	-3802.73
T	S	0	0	-10.19	-4244.85	-4255.03
S	T	0	-10.19	0	-4244.85	-4265.22
U	R	0	0	138.28	-4244.85	-4106.57
R	U	0	138.28	0	-4244.85	-3968.29
V	Q	0	0	20.41	-4244.85	-4224.44
Q	V	0	20.41	0	-4244.85	-4204.03
W	P	0	0	130.42	-4244.85	-4114.42
P	W	0	130.42	0	-4244.85	-3984.00
X	O	0	0	20.41	-4244.85	-4224.44
O	X	0	20.41	0	-4244.85	-4204.03

Nivel 1

Y	N	0	0	138.28	-4244.85	-4106.57
N	Y	0	138.28	0	-4244.85	-3968.29
Z	M	0	0	-10.19	-4244.85	-4255.03
M	Z	0	-10.19	0	-4244.85	-4265.22
Ñ	L	0	0	221.06	-4244.85	-4023.79
L	Ñ	0	221.06	0	-4244.85	-3802.73

B	C	0	368.43	227.68	-3229.19	-2264.65
C	B	0	227.68	368.43	-3229.19	-2405.40
R	E	0	181.95	73.55	-3229.19	-2791.75
E	R	0	73.55	181.95	-3229.19	-2900.15
P	G	0	171.61	119.78	-3229.19	-2766.19
G	P	0	119.78	171.61	-3229.19	-2818.02
N	I	0	181.94	73.55	-3229.19	-2791.75
I	N	0	73.55	181.94	-3229.19	-2900.15
L	K	0	368.43	227.68	-3229.19	-2264.66
K	L	0	227.68	368.43	-3229.19	-2405.40

Nivel 2

Figura 31. Momentos en columnas producidos por carga de sismo.

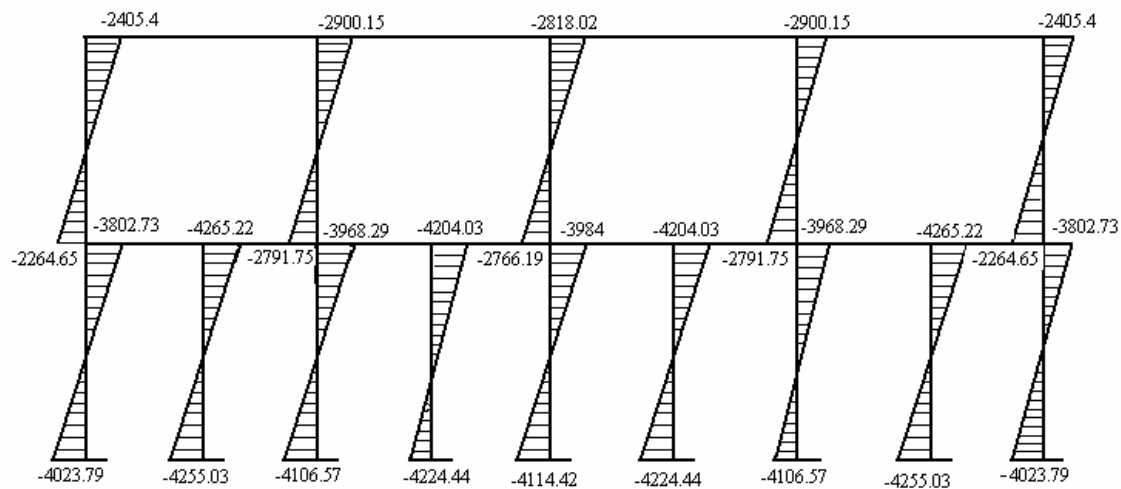


Tabla XXII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo).

Momentos Finales (MF = Mij + 2M'ik + M'ki) Vigas					
De	A	Mij	M'ik	M'ki	MF
B	S	0	3094.81	-122.23	6067.38
S	B	0	-122.23	3094.81	2850.34
S	R	0	-122.23	1659.34	1414.88
R	S	0	1659.34	-122.23	3196.45
R	Q	0	1659.34	244.90	3563.58
Q	R	0	244.90	1659.34	2149.14

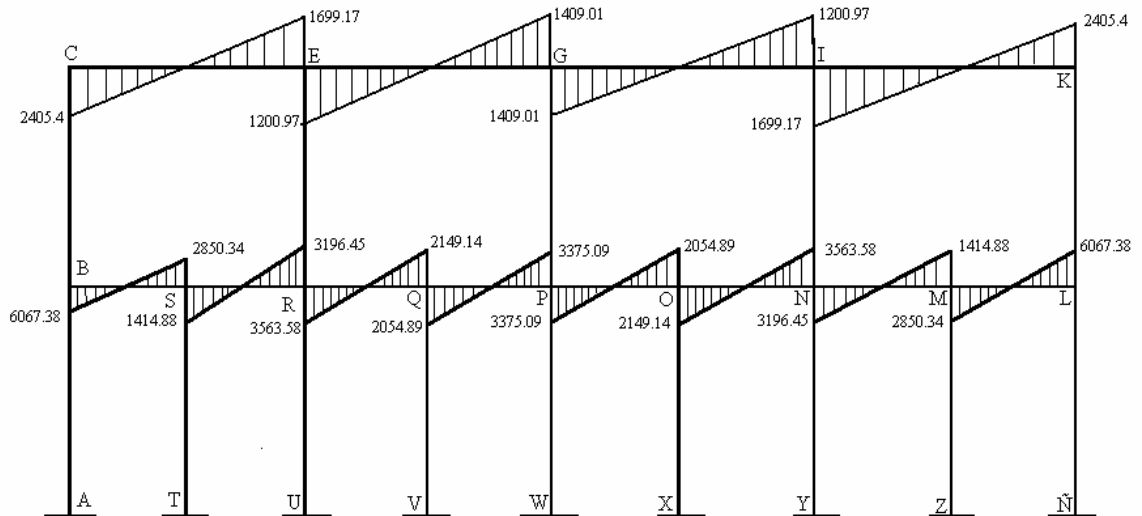
Nivel 1

Q	P	0	244.90	1565.10	2054.89
P	Q	0	1565.10	244.90	3375.09
P	O	0	1565.10	244.90	3375.09
O	P	0	244.90	1565.10	2054.89
O	N	0	244.90	1659.34	2149.14
N	O	0	1659.34	244.90	3563.58
N	M	0	1659.34	-122.23	3196.45
M	N	0	-122.23	1659.34	1414.88
M	L	0	-122.23	3094.81	2850.34
L	M	0	3094.81	-122.23	6067.38

C	E	0	1037.21	330.98	2405.40
E	C	0	330.98	1037.21	1699.17
E	G	0	330.98	539.02	1200.97
G	E	0	539.02	330.98	1409.01
G	I	0	539.02	330.98	1409.01
I	G	0	330.98	539.02	1200.97
I	K	0	330.98	1037.21	1699.17
K	I	0	1037.21	330.98	2405.40

Nivel 2

Figura 32. Momentos en vigas producidos por carga de sismo.



2.1.37 Cálculo de momentos positivos en vigas

Para el cálculo del momento positivo en las vigas, se realiza con la siguiente fórmula:

$$M(+)= W L^2 / 8 - (M1 + M2)/2$$

Donde M1 y M2 corresponden a los momentos de los extremos de la viga analizada, W es la carga aplicada y L la longitud de la viga. El valor del momento positivo será el valor absoluto de la cantidad calculada.

2.1.37.1 Marco típico eje Y

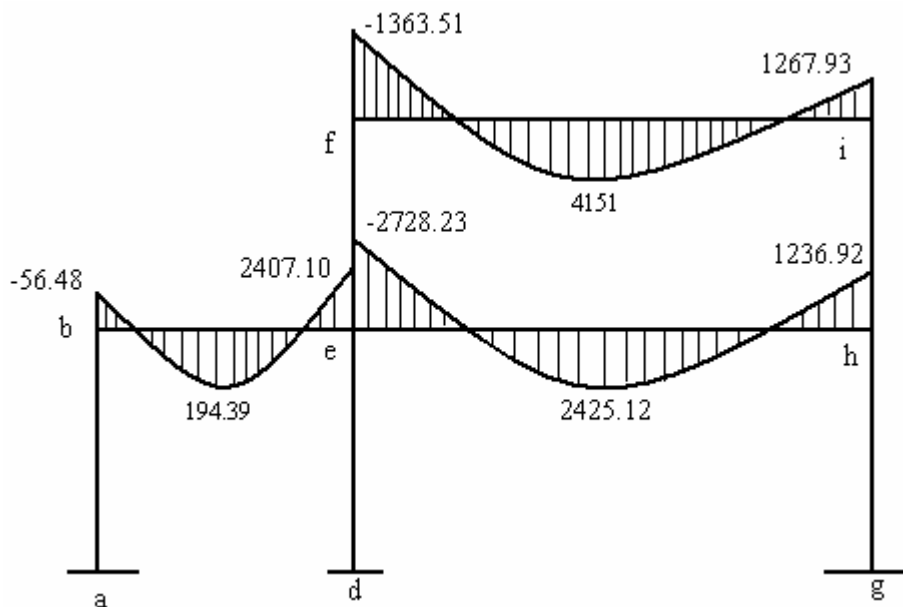
Cargas Muertas:

$$M_{BE} = ((3048.36 \text{ Kg.})(1.65\text{m})^2/8) - ((56.48 + 2407.1)/2) = 194.39 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{FI} = ((1,156.29 \text{ Kg.})(6.15\text{m})^2/8) - ((1363.51 + 1267.93)/2) = 4,151.97 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{EH} = ((932.29 \text{ Kg.})(6.15\text{m})^2/8) - ((2728.23 + 1236.92)/2) = 2,425.18 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 33. Momentos positivos-carga muerta.

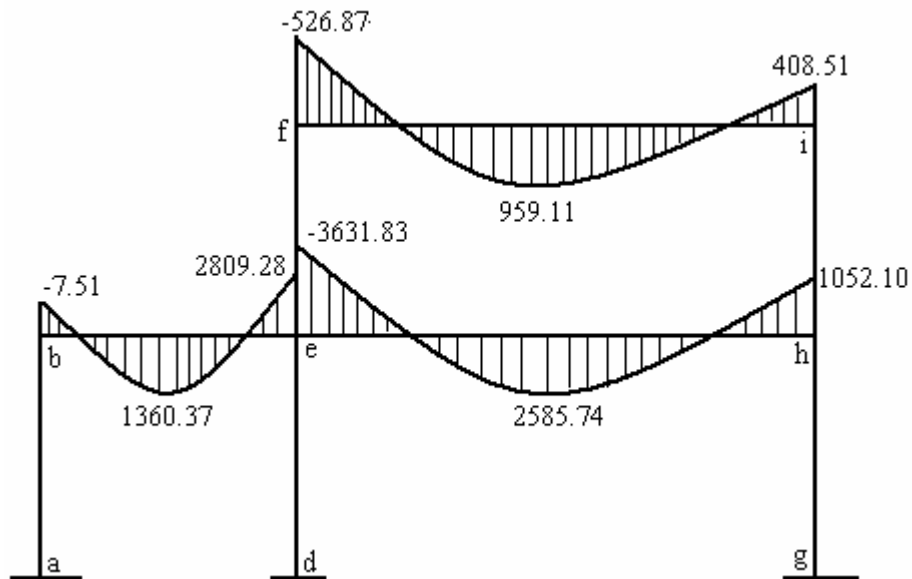


El procedimiento es el mismo para cargas vivas, en el siguiente cuadro se presenta los resultados de momentos positivos para carga muerta y viva.

Tabla XXIII. Resultado de momentos positivos para carga muerta y viva.

De	A	Momentos Negativos			Cargas		Longitud	Momentos Positivos	
		C. M	C,V	C.S	C. M	C,V		C. M	C,V
B	E	-56.48	-7.51	4745.93	3048.36	122.42	1.65	194.39	1360.37
E	B	2407.10	2809.28	4507.16					
E	H	-2728.23	-3631.83	3607.54	932.29	1042.3	6.15	2425.12	2585.74
H	E	1236.92	1052.10	6029.41					
F	I	-1363.51	-526.87	3134.39	1156.29	301.79	6.15	4151.00	959.11
I	F	1267.93	408.51	2709.42					

Figura 34. Momentos positivos-carga viva.



El procedimiento es el mismo que se utilizo par el marco en sentido X, para cargas muerta y viva, más adelante se muestran los diagramas con los momentos finales.

2.1.37.2 Envolverte de momentos

La envolverte de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al suponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo tanto en viga como en columnas.

Para considerar la superposición de efectos, el código ACI propone las siguientes combinaciones:

- Momentos últimos negativos en vigas
 $M(-) = 0.75 (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} \pm 1.87M_S)$
- Momentos últimos positivos en vigas
 $M_i = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$
- Momentos últimos en las columnas
 $M_c = 0.75 (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} \pm 1.87M_S)$

2.1.37.3 Envolverte de momentos, marco dúctil típico sentido Y

Vigas: $M(-) = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_S)$
 $M_{be(-)} = 0.75(1.4*56.48 + 1.7*7.51 + 1.87*4745.93) = 6,725.05 \text{ kg-m}$

$M_{be(+)} = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$
 $M_{be(+)} = 1.4(194.39) + 1.7(1360.37) = 2,584.78 \text{ kg-m}$

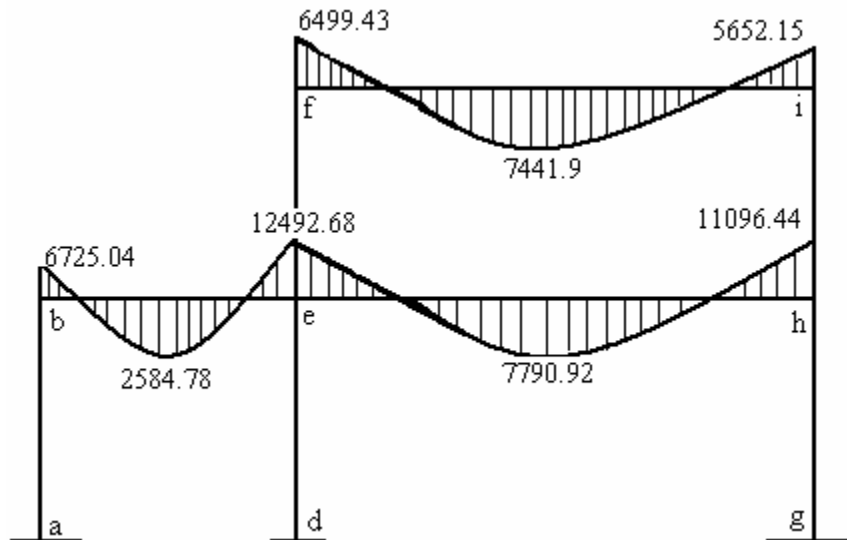
$M_{eb(-)} = 0.75(1.4*2407.1 + 1.7*2809.28 + 1.87*4507.18) = 12,430.61 \text{ kg-m}$

El procedimiento es el mismo para el resto de momentos positivos y negativos. Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla y figura.

Tabla XIV. Resultado de momentos finales para vigas.

MARCO TÍPICO (Momentos Viga)									
De	A	Momentos Negativos			Momentos Positivos		Momento Negativos	Momento Negativos Balanceados	Momento Positivos Últimos
		C. M	C,V	C.S	C. M	C,V			
B	E	-56.48	-7.51	4745.93	194.39	1360.37	6725.04	6725.04	2584.78
E	B	2407.10	2809.28	4507.16			12430.57		
E	H	-2728.23	-3631.83	3607.54	2425.12	2585.74	12554.79	12492.68	7790.92
H	E	1236.92	1052.10	6029.41			11096.44		
F	I	-1363.51	-526.87	3134.39	4151.00	959.11	6499.43	6499.43	7441.90
I	F	1267.93	408.51	2709.42			5652.15		

Figura 35. Momentos finales para vigas.



Columnas: $M_C = 0.75 (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_S)$
 $M_{ab} = 0.75 (1.4*64.3 + 1.7*55.6 + 1.87*4833.37) = 6,917.21 \text{ Kg-m}$
 $M_{ba} = 0.75 (1.4*56.48 + 1.7*7.51 + 1.87*4745.92) = 6,725.03 \text{ kg-m}$

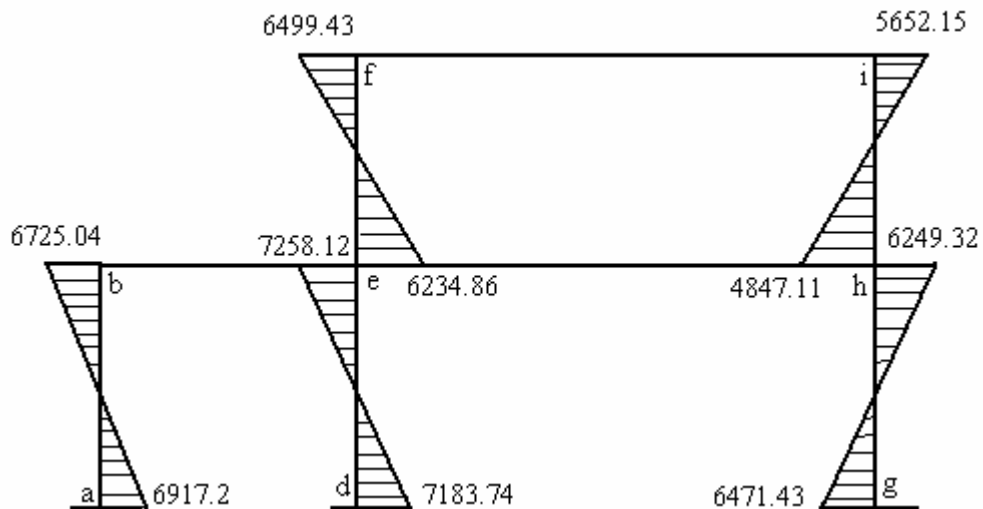
El procedimiento es el mismo para el resto de momentos positivos y negativos. Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla y figura.

Tabla XXV. Resultado de momentos finales para columnas.

MARCO TÍPICO (Momentos columnas)

		Momentos últimos			
De	A	C. M	C,V	C.S	M.U
A	B	64.30	55.60	-4833.37	6917.20
B	A	56.48	7.51	-4745.92	6725.04
D	E	123.88	206.33	-4841.78	7183.74
E	D	175.66	308.97	-4762.73	7258.12
G	H	-116.07	-158.24	-4383.46	6471.43
H	G	-304.25	-420.17	-3846.09	6249.32
E	F	837.08	513.57	-3351.95	6234.86
F	E	1363.51	526.87	-3134.39	6499.43
H	I	-932.66	-631.94	-2183.31	4847.11
I	H	-1267.93	-408.51	-2709.43	5652.15

Figura 36. Momentos finales para columnas.



2.1.37.4 Envolvente de momentos, marco dúctil típico sentido X

Utilizando las ecuaciones mostradas anteriormente, se calculan todas las envolventes de momentos para los marcos dúctiles típicos en el sentido X.

Figura 37. Momentos finales para vigas.

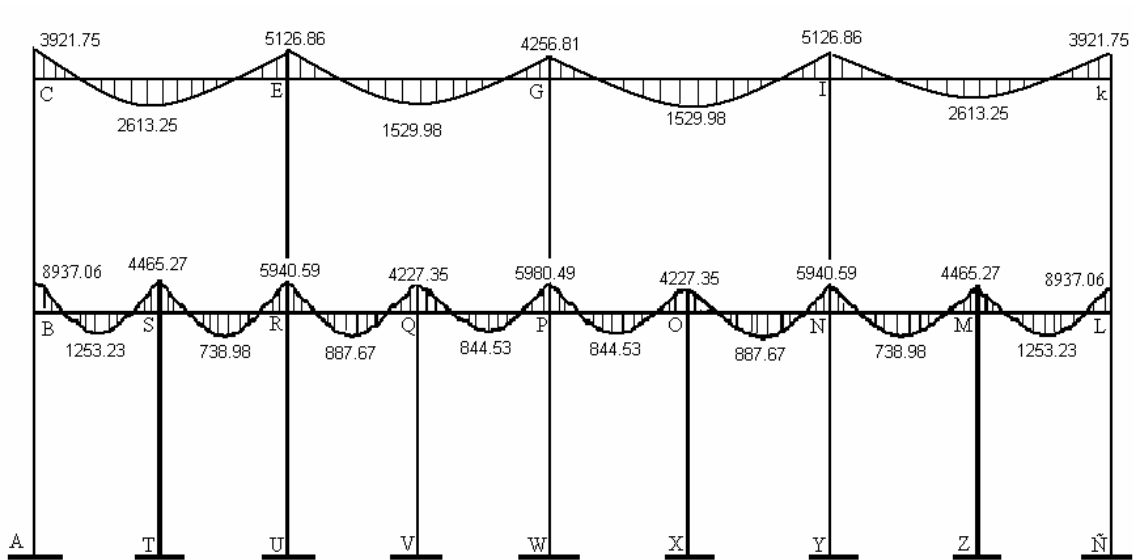
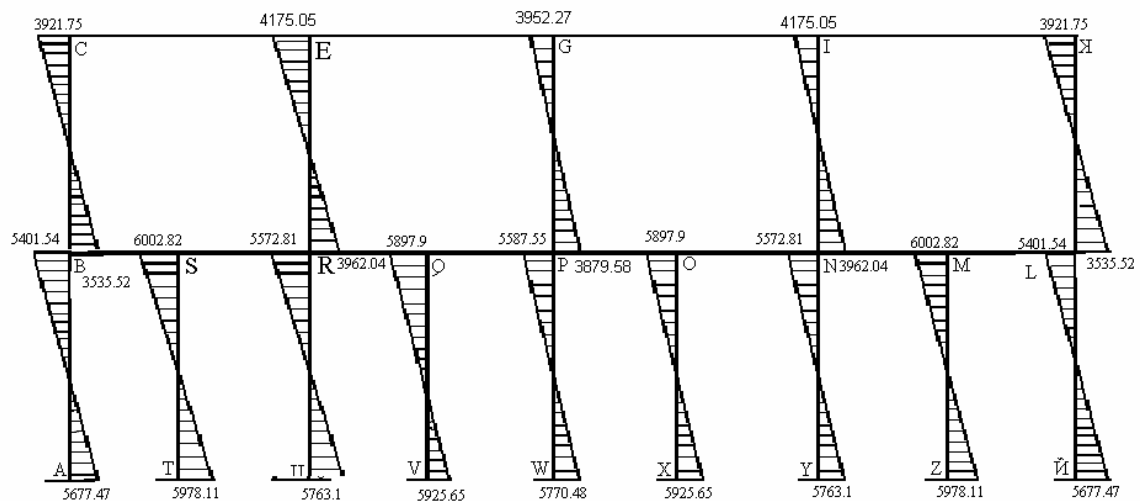


Figura 38. Momentos finales para columnas.



2.1.37.5 Balance de momentos

Los momentos obtenidos de la envolvente de momentos se deben balancear antes de diseñar el refuerzo. Para este caso el método consiste en multiplicar el momento mayor por 0.80; si este valor es menor o igual al momento menor se hace un promedio de los dos momentos; en cambio si es mayor se debe balancear proporcionalmente a su rigidez.

2.1.38 Cálculo de cortes

Para el cálculo de cortes de vigas se debe descomponer la estructura y realizar sumatoria de momentos respecto a un extremo y así obtener una reacción, después se puede realizar sumatoria de momentos en el otro extremo o bien sumatoria de fuerzas verticales y así encontrar el otro corte. Para el cálculo de cortes en columnas se efectúa sumatoria de los momentos de las columnas y se divide entre la altura de la misma, se utiliza los momentos finales.

2.1.38.1 Cálculo de cortes en vigas

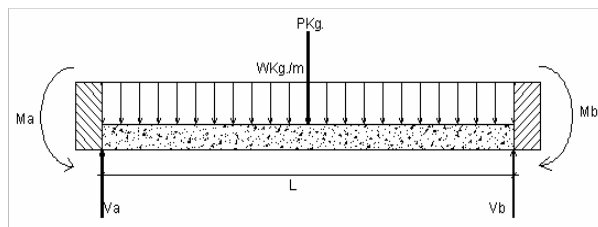


Figura 39. Cargas y reacciones.

Viga 1 + ↻

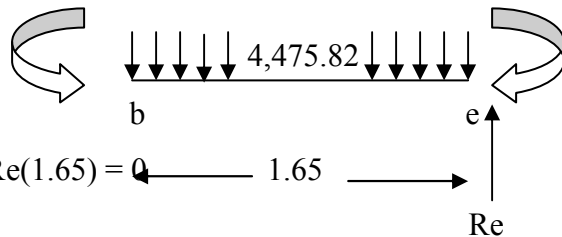
$$C_u = 1.4 * 3048.36 + 1.7 * 122.42 = 4,475.82$$

$$\sum M_b = 0$$

$$12,492.68 - 6,725.04 + 4,475.82 (1.65) (0.83) - R_e(1.65) = 0$$

$$R_e = 7,188.09 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0 + \uparrow$$



$$R_b = (4,475.82 * 1.65) - R_e$$

$$R_b = 197.01 \text{ Kg.}$$

Viga 2 + ↻

$$C_u = 1.4 * 932.29 + 1.7 * 1,042.28 = 3,077.08$$

$$\sum M_e = 0$$

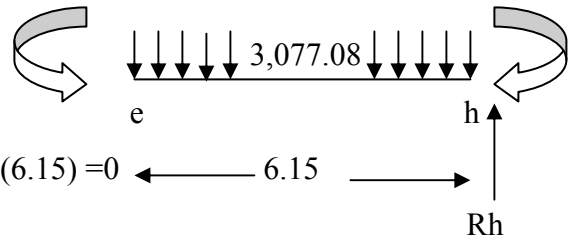
$$11,096.44 - 12,492.68 + 3,077.08(6.15)(3.075) - R_h(6.15) = 0$$

$$R_h = 9,235 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0 + \uparrow$$

$$R_e = (3,077.08 * 6.15) - R_h$$

$$R_e = 9,689.06 \text{ Kg.}$$



Viga 3 + ↻

$$C_u = 1.4 * 1,156.29 + 1.7 * 301.79 = 2,131.85$$

$$\sum M_f = 0$$

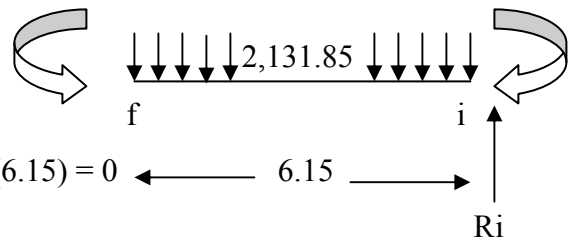
$$5,652.15 - 6,499.43 + 2,131.85(6.15)(3.075) - R_e(6.15) = 0$$

$$R_i = 6,417.67 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0 + \uparrow$$

$$R_f = (2,131.85 * 6.15) - R_i$$

$$R_f = 6,693.2 \text{ Kg.}$$



2.1.38.2 Cálculo de cortes en columnas

$$V_{AB} = (M_{AB} + M_{BA}) / H \text{ (altura de la columna analizada)}$$

$$V_{AB} = (6917.20 + 6725.04) / 4 = 3,410.56 \text{ Kg.}$$

$$V_{DE} = (7183.74 + 7258.12) / 4 = 3,610.47 \text{ Kg.}$$

$$V_{GH} = (6471.43 + 6249.32) / 4 = 3,180.18 \text{ Kg.}$$

$$V_{EF} = (6234.86 + 6499.43) / 3 = 4,244.76 \text{ Kg.}$$

$$V_{HI} = (4847.11 + 5652.15) / 3 = 3,499.75 \text{ Kg.}$$

El procedimiento para el cálculo de corte en vigas y columnas en el marco en el sentido X es el mismo, por lo cual a continuación únicamente se presenta los diagramas con los resultados finales.

Figura 40. Diagrama de cortes últimos (Kg) – sentido Y.

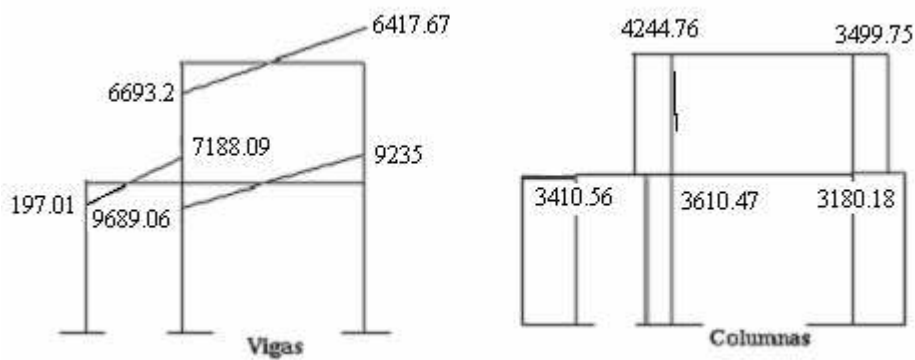


Figura 41. Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) – sentido X.

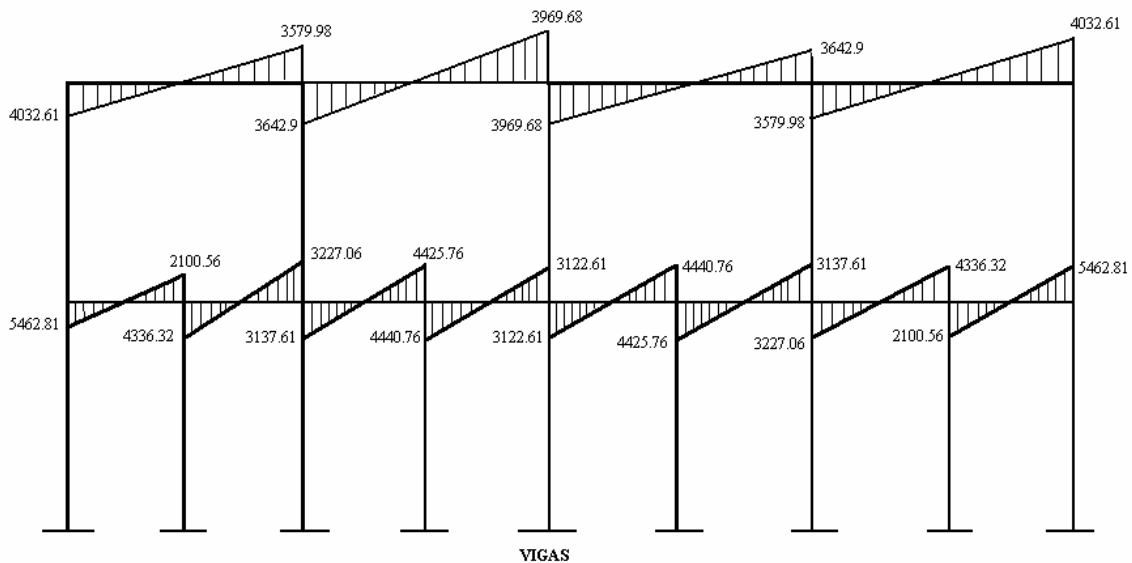
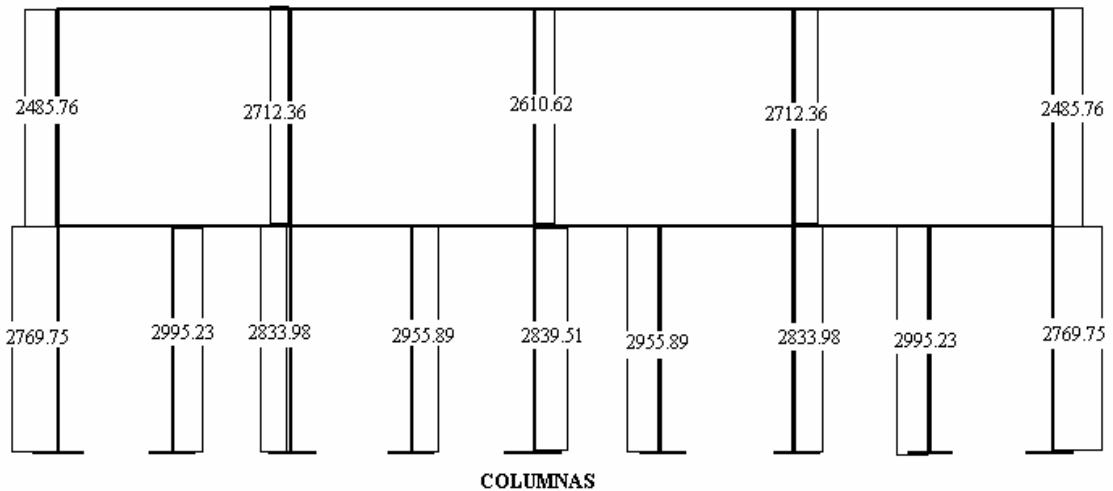


Figura 42. Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) – sentido X.



2.1.39 Dimensionamiento

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Por tanto el diseño estructural es la actividad que se realiza por medio de una serie de cálculos, con el fin de dimensionar los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones de los elementos y la cantidad de refuerzo así como de concreto, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio.

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 la cargas que se presentaran en su vida útil.

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

Materiales:	$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
	$E_c = 15,100 (f'_c)^{1/2} \text{ Kg/cm}^2$	$W_{\text{concreto}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$
	$W_m = 250 \text{ Kg/m}^2$	
Recubrimientos:	Cimentación = 0.075 m	Columnas = 0.03 m
	Vigas = 0.04 m	Losas = 0.025 m
	$V_s = 16,000 \text{ Kg/m}^2$	

Espesor de losa (t) = 0.1 m.

2.1.39.1 Diseño de losas

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.

En las construcciones de concreto reforzado las losas se utilizan para proporcionar superficies planas y útiles. Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado (y se construye por lo general en forma monolítica con estas vigas), en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.

Las losas se pueden apoyar sólo en dos lados opuestos, caso en que la acción estructural de la losa es fundamentalmente en una dirección, puesto que transmite las cargas en la dirección perpendicular a la de las vigas de apoyo. También es posible que haya vigas en los cuatro lados, de modo que se obtiene una acción de losa en dos

direcciones. El acero de refuerzo de las losas se coloca principalmente en dirección paralela a las superficies de la losa. A menudo se utilizan barras de refuerzo rectas aunque para losas continuas las barras inferiores se doblan a veces hacia arriba para proporcionar el refuerzo negativo sobre los apoyos.

Por su espesor, pueden dividirse en: cascarones ($t < 0.09$), planas ($0.09 \leq t \leq 0.12$) y nervuradas ($t > 0.12$).

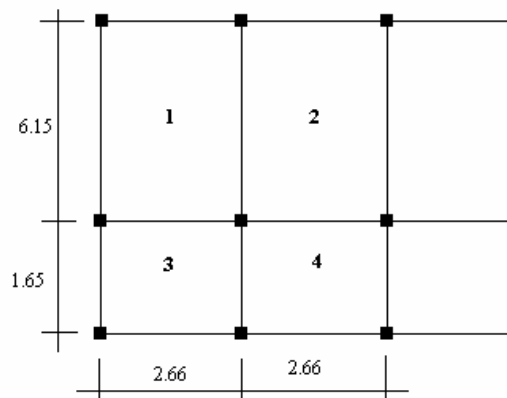
2.1.39.1.1 Diseño de losa del primer nivel

Para conocer si trabajan en uno o dos sentidos se divide el lado corto entre el lado largo, si este valor es mayor o igual a 0.50 trabaja en dos sentidos, de lo contrario trabajará en uno.

En esta sección se detalla el procedimiento seguido para el diseño de las losas, aplicado a las losas del nivel 1, el procedimiento es el siguiente. Para diseñarlas existen varios métodos en éste caso se utiliza el método 3 ACI .

Espesor de losa: El espesor de las losas es $t = 0.1\text{m}$

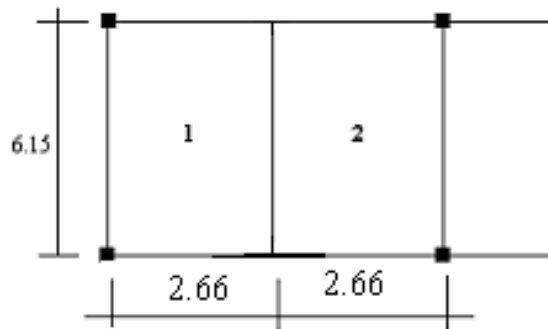
Figura 43. Losas de piso de escenario. Nivel 1.



$m_1 = m_2 = 2.66/6.15 = 0.489$ Armar en dos direcciones por seguridad

$m_3 = m_4 = 1.65/2.66 = 0.62$ Armar en dos direcciones

Figura 44. Losas del escenario. Nivel 2.



$m_1 = m_2 = 2.66 / 6.15 = 0.489$ Armar en dos direcciones por seguridad

El siguiente paso es el cálculo de cargas:

Carga muerta nivel 2:

Peso de la losa	$(0.1)(2400) =$	240 Kg/m ²
Carga muerta adicional		20 Kg/m ²
Mezclón		66 Kg/m ²
Total de carga muerta		<u>326 Kg/m²</u>

Carga muerta nivel 1 (escenario):

Peso de la losa	$(0.1)(2400) =$	240 Kg/m ²
Carga muerta adicional		20 Kg/m ²
Mezclón		66 Kg/m ²
Peso de piso		144 Kg/m ²
Total de carga muerta		<u>470 Kg/m²</u>

Carga muerta nivel 1 (jardín de escenario):

Peso de la losa	$(0.1)(2400) =$	240 Kg/m ²
Carga muerta adicional		20 Kg/m ²

Mezclón	66 Kg/m ²
Peso relleno, vegetación etc. (2,000 Kg/m ³ *0.7m altura) =	<u>1,400 Kg/m²</u>
Total de carga muerta	1,726 Kg/m ²

Carga viva= 100 Kg/m² en techos; y 500 Kg/m² en escenarios, plazas y áreas públicas.

Carga última = 1.4 (carga muerta) + 1.7 (carga viva)

Nivel 1:

$$Cu_{1,2} = 1.4 (470) + 1.7 (500) = 658 + 850 = 1,508 \text{ Kg/m}^2$$

$$Cu_{3,4} = 1.4 (1,726) + 1.7 (100) = 2,461.4 + 170 = 2,586.4 \text{ Kg/m}^2$$

Nivel 2:

$$Cu_{1,2} = 1.4 (326) + 1.7 (100) = 456.4 + 170 = 626.4 \text{ Kg/m}^2$$

Para el cálculo de momentos se utiliza el método 3 del ACI por lo que se utilizan las siguientes fórmulas:

$$Ma^- = Ca^- (Cut)(a)^2$$

$$Ma^+ = Ca^+(Cvu)(a)^2 + Ca^+(Cmu)(a)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+(Cvu)(b)^2 + Cb^+(Cmu)(b)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(Cut)(b)^2$$

Donde:

Cut = Carga última total

Cvu = Carga viva última

Cmu = Carga muerta última

Ca = Coeficientes de tablas ACI

Cb = Coeficientes de tablas ACI

a = Es el lado menor de la losa analizada

b = Es el lado mayor de la losa analizada

Losas nivel 1:

Solución: Losa 1 (caso 4)

$$M = a/b = 2.66/6.15 = 0.489 \text{ usar } 0.50$$

Por tabla para 0.5 y caso 4. Por tanto

$$Ca^- = 0.094$$

$$Cb^- = 0.006$$

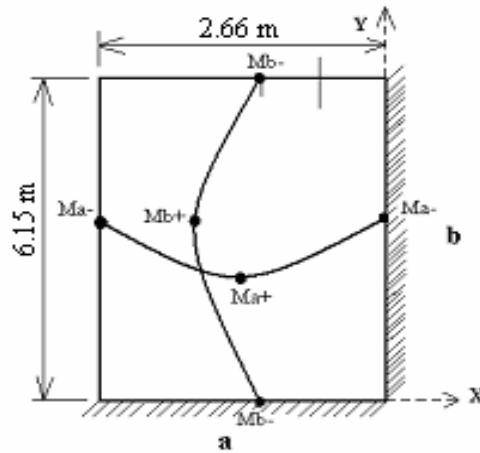
$$Ca^+ cm = 0.059$$

$$Ca^+ cv = 0.077$$

$$Cb^+ cm = 0.004$$

$$Cb^+ cv = 0.005$$

Figura 45. Diagrama de losas.



$$M(-)a = 0.094 (1,508)(2.66)^2 = 1,002.98 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.006 (1,508)(6.15)^2 = 342.22 \text{ kg-m}$$

$$M(+)a = 0.077 (850)(2.66)^2 + 0.059(658)(2.66)^2 = 737.79 \text{ kg-m}$$

$$M(+)b = 0.005 (850)(6.15)^2 + 0.004 (658)(6.15)^2 = 260.29 \text{ kg-m}$$

Solución: Losa 2 (caso 9)

Por tabla para 0.5 y caso 9. Por tanto

$$Ca^- = 0.088$$

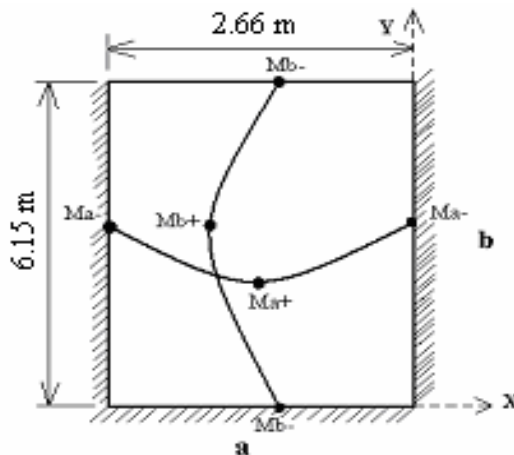
$$Cb^- = 0.003$$

$$Ca^+ cm = 0.038$$

$$Ca^+ cv = 0.067$$

$$Cb^+ cm = 0.002$$

$$Cb^+ cv = 0.004$$



$$M(-)a = 0.088 (1,508)(2.66)^2 = 938.96 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.003 (1,508)(6.15)^2 = 171.11 \text{ kg-m}$$

$$M(+)a = 0.067 (850)(2.66)^2 + 0.038(658)(2.66)^2 = 579.87 \text{ kg-m}$$

$$M(+)b = 0.004 (850)(6.15)^2 + 0.002 (658)(6.15)^2 = 178.37 \text{ kg-m}$$

Solución: **Losa 3 (caso 4)**

$$M = a/b = 1.65/2.66 = 0.62 \text{ usar } 0.65$$

Por tabla para 0.5 y caso 4. Por tanto

$$Ca^- = 0.085$$

$$Cb^- = 0.015$$

$$Ca^+_{cm} = 0.05$$

$$Ca^+_{cv} = 0.062$$

$$Cb^+_{cm} = 0.009$$

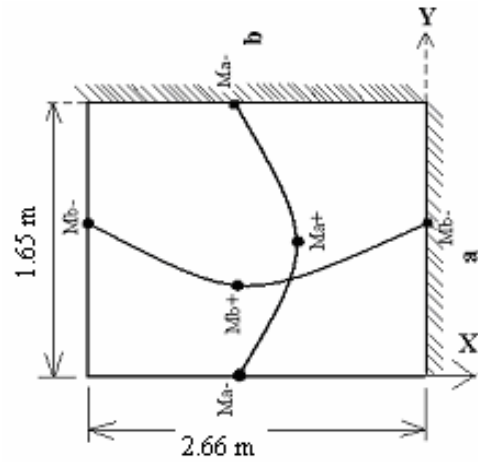
$$Cb^+_{cv} = 0.011$$

$$M(-)a = 0.085 (2,586.4)(1.65)^2 = 598.53 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.015 (2,586.4)(2.66)^2 = 274.51 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_a = 0.062 (170)(1.65)^2 + 0.05(2,461.4)(1.65)^2 = 363.75 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_b = 0.011 (170)(2.66)^2 + 0.009 (2,461.4)(2.66)^2 = 169.97 \text{ kg-m}$$



Solución: **Losa 4 (caso 8)**

$$M = a/b = 1.65/2.66 = 0.62 \text{ usar } 0.65$$

Por tabla para 0.65 y caso 8. Por tanto

$$Ca^- = 0.074$$

$$Cb^- = 0.024$$

$$Ca^+_{cm} = 0.044$$

$$Ca^+_{cv} = 0.059$$

$$Cb^+_{cm} = 0.009$$

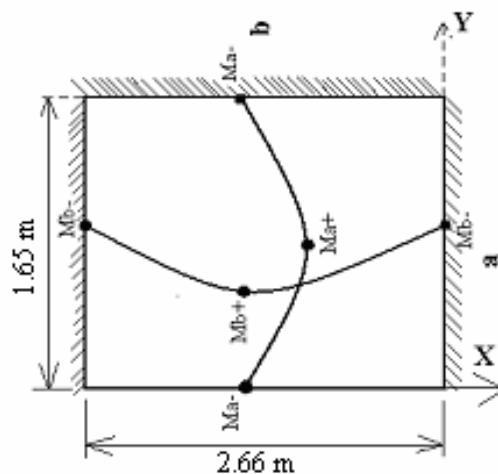
$$Cb^+_{cv} = 0.011$$

$$M(-)a = 0.074 (2,586.4)(1.65)^2 = 521.07 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.024 (2,586.4)(2.66)^2 = 439.21 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_a = 0.059 (170)(1.65)^2 + 0.044(2,461.4)(1.65)^2 = 322.16 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_b = 0.011 (170)(2.66)^2 + 0.009 (2,461.4)(2.66)^2 = 169.97 \text{ kg-m}$$



Losas nivel 2:

Solución: **Losa 1 (caso 6)**

$$M = a/b = 2.667/6.15 = 0.489 \text{ usar } 0.5$$

Por tabla para 0.5 y caso 6. Por tanto

$$Ca^- = 0.097$$

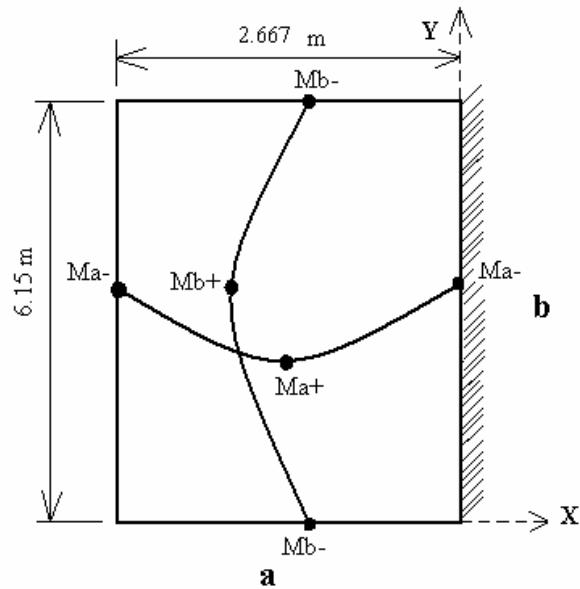
$$Cb^- = 0.0$$

$$Ca^+_{cm} = 0.061$$

$$Ca^+_{cv} = 0.078$$

$$Cb^+_{cm} = 0.003$$

$$Cb^+_{cv} = 0.005$$



$$M(-)a = 0.097 (626.4)(2.667)^2 = 432.19 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.0$$

$$M(+)_a = 0.078 (170)(2.667)^2 + 0.061(456.4)(2.667)^2 = 292.34 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_b = 0.005 (170)(6.15)^2 + 0.003 (456.4)(6.15)^2 = 83.94 \text{ kg-m}$$

Solución: **Losa 2 (caso 5)**

Por tabla para 0.5 y caso 5. Por tanto

$$Ca^- = 0.09$$

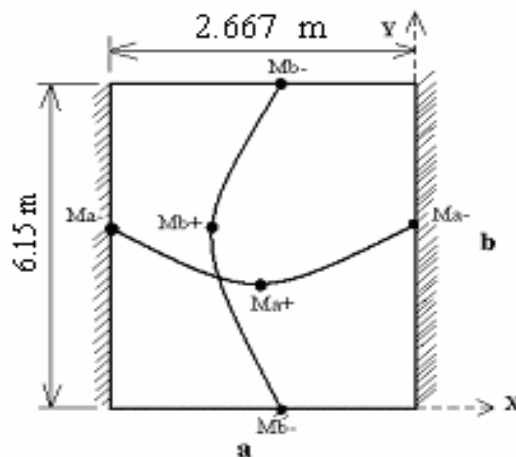
$$Cb^- = 0.0$$

$$Ca^+_{cm} = 0.039$$

$$Ca^+_{cv} = 0.067$$

$$Cb^+_{cm} = 0.001$$

$$Cb^+_{cv} = 0.004$$



$$M(-)a = 0.09 (626.4)(2.667)^2 = 401 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.0$$

$$M(+)_a = 0.067 (170)(2.667)^2 + 0.039(456.4)(2.667)^2 = 207.62 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_b = 0.004 (170)(6.15)^2 + 0.001 (456.4)(6.15)^2 = 42.98 \text{ kg-m}$$

Figura 46. Planta de momentos actuantes en losas de piso de escenario. Nivel 1.

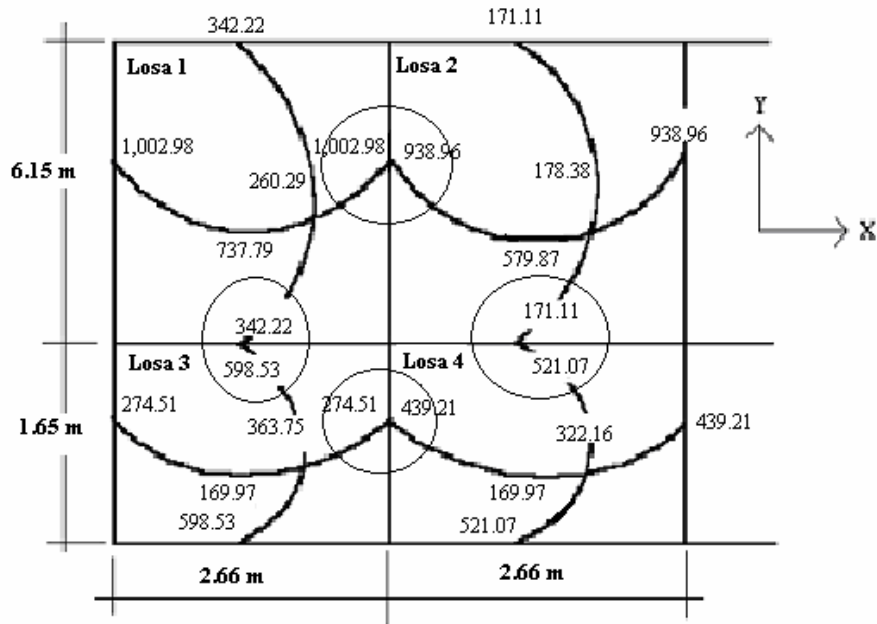
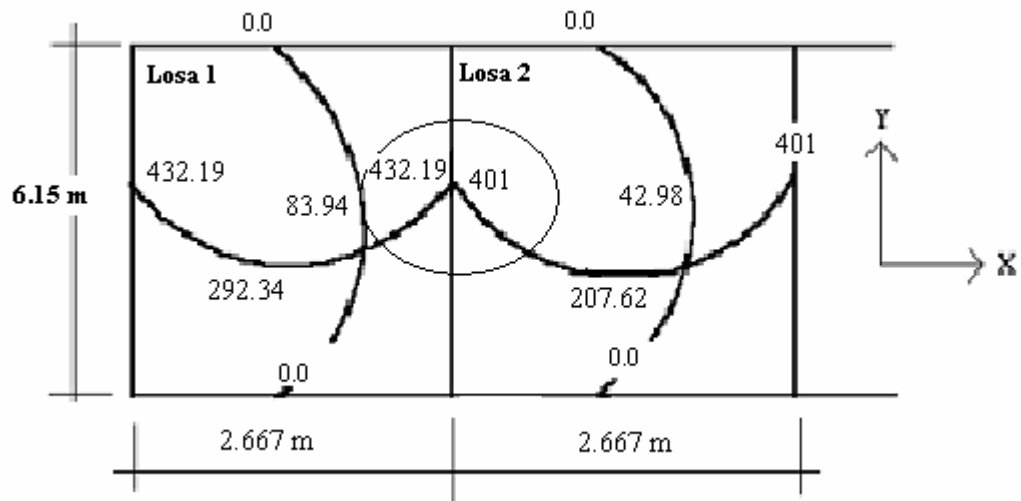


Figura 47. Planta de momentos actuantes en losas de escenario. Nivel 2.



2.1.39.1.1 Balance de momentos

Balance de momentos: Cuando dos losas están unidas en un lado en común, y tienen momentos diferentes en ese lado, se deben balancear los momentos antes de proceder a diseñar el refuerzo. Para este caso se pueden utilizar los siguientes métodos:

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} < M_{\text{menor}}$ $M_b = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2$

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$ se balancean proporcionalmente a su rigidez

D1	D2	$D1 = K1 / (K1+K2), K1 = 1/L1$ $L = \text{longitud de losa considerada}$ $dM = M1 - M2$ $1 \text{ y } 2 \text{ \u00cdndices de } M_{\text{mayor}} \text{ y } M_{\text{menor}}$
M1	M2	
-dM*D1	+dM*D2	
Mb	Mb	
Mb	Mb	

Balance de momentos de losas nivel 1.

Entre losa 1 y 2:

$0.80 (1,002.98) = 802.38 < 938.96$, entonces

$M_b = (1,002.98 + 938.96)/2 = 970.97$ kg-m

Entre losa 1 y 3:

$0.80 (598.53) = 478.82 > 342.22$, $K1 = 1/ 6.15 = \mathbf{0.16}$ $K2 = 1/ 1.65 = \mathbf{0.61}$

0.21	0.79	$D1 = 0.16/(0.16 + 0.61) = 0.21$ $D2 = 0.61/(0.16 + 0.61) = 0.79$ $dM = 598.53 - 342.22 = 256.31$ $(256.31 * 0.21) = 53.83$ $(256.31 * 0.79) = 202.48$
342.22	598.53	
+ 53.83	- 202.48	
396.05	396.05	

Entre losa 2 y 4:

$0.80 (521.07) = 416.86 > 171.11$, $K1 = 1/ 6.15 = \mathbf{0.16}$ $K2 = 1/ 1.65 = \mathbf{0.61}$

0.79	0.21	$D1 = 0.16/(0.16 + 0.61) = 0.21$ $D2 = 0.61/(0.16 + 0.61) = 0.79$ $dM = 521.07 - 171.11 = 349.96$ $(349.96 * 0.21) = 73.49$ $(349.86 * 0.79) = 276.47$
171.11	521.07	
+ 276.47	- 73.49	
447.58	447.58	

Entre losa 3 y 4:

$$0.80 (439.21) = 351.37 > 274.51, \quad K1 = 1/2.66 = \mathbf{0.38} \quad K2 = 1/2.66 = \mathbf{0.38}$$

$$D1 = 0.38/(0.38 + 0.38) = 0.5$$

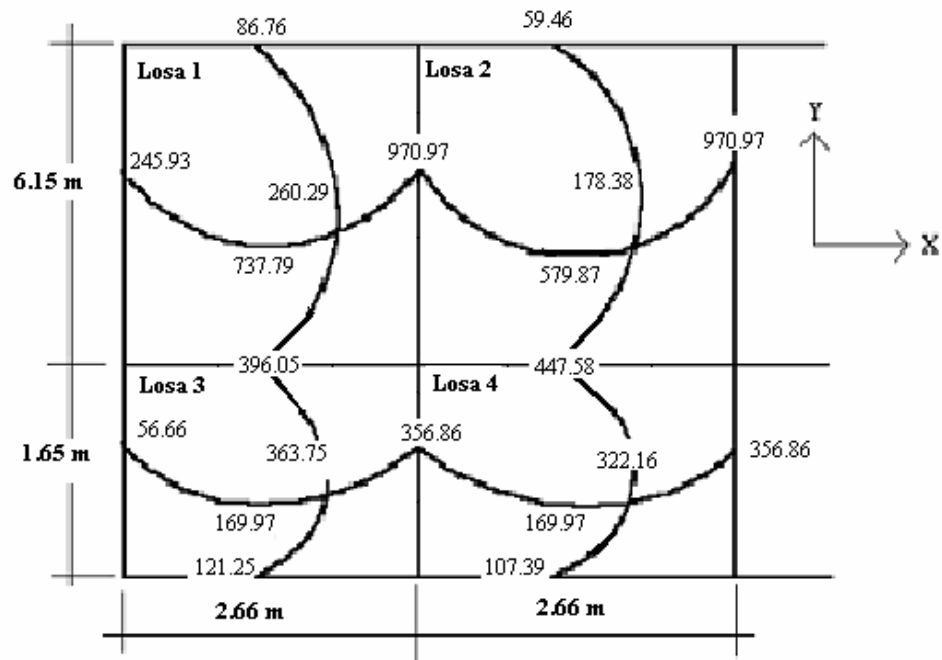
$$D2 = 0.38/(0.38 + 0.38) = 0.5$$

$$dM = 439.21 - 274.51 = 164.7$$

$$(164.7 * 0.5) = 82.35$$

0.5	0.5
274.51	439.21
+ 82.35	- 82.35
356.86	356.86

Figura 48. Planta de momentos balanceados en losas de sótano. Nivel 1.



Balance de momentos de losas nivel 2.

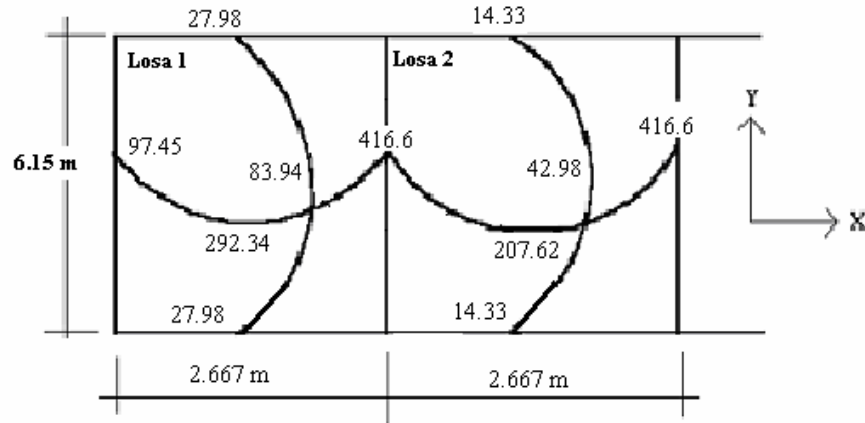
Entre losa 1 y 2:

Balance de momentos entre losa 1 y 2.

$$0.80 (432.19) = 345.75 < 401, \text{ entonces}$$

$$M_b = (432.19 + 401)/2 = \mathbf{416.6 \text{ kg-m}}$$

Figura 49. Planta de momentos balanceados en losas de escenario. Nivel 2.



Con los momentos balanceados de la figura anterior, se procede al cálculo del acero de refuerzo que se necesita en las losas.

2.1.39.1.2 Diseño del acero de refuerzo

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 es el siguiente:

Cálculo de peralte (D)

$$D = t \text{ de losa} - \text{recubrimiento} = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cm.}$$

Cálculo de límites de acero: El área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) en una losa, se calcula como el 40% del área de acero de una viga, usando un ancho unitario de 1.00m.

Área de acero mínimo

$$A_{s\text{mín}} = (0.40) (14.1/F_y) * b * d = 0.40 (14.1/2810)(100)(7.5) = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento S, se proponen varillas núm. 3 ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$1.51 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \rightarrow S = 47.02 \text{ cm}$$

$$S = (0.71 * 100) / 1.51 \Rightarrow S = 47.02 \text{ cm}$$

Chequear el espaciamiento máximo $S_{m\acute{a}x} = 3t$ ó $S_{m\acute{a}x} = 0.30$ m

$S_{m\acute{a}x} = 3(0.1) = 0.3$ m, entonces usar como $S_{m\acute{a}x} = 0.30$ m

Calcular A_s para $S_{m\acute{a}x}$

$A_{s\acute{m}in}$ ----- 100 cm

0.71 cm^2 ----- 30 cm → $A_{s\acute{m}in} = 2.37 \text{ cm}^2$

$$A_{s\acute{m}in} = (0.71 \cdot 100) / 30 \Rightarrow A_{s\acute{m}in} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando $A_{s\acute{m}in} = 2.37 \text{ cm}^2$

$$M_{A_{s\acute{m}in}} = 0.90 \left[A_s \cdot F_y \left(d - \frac{A_s \cdot F_y}{1.7 f'_c \cdot b} \right) \right]$$

$$M_{sop} = 0.90(A_s F_y (d - (A_s F_y / 1.7 f'_c b)))$$

$$M_{sop} = 0.90 ((2.37)(2810) \cdot (7.5 - (2.37)(2810) / (1.7)(210)(100)))$$

$$M_{sop} = 43,834.86 \text{ Kg-cm} = 438.35 \text{ Kg.-m}$$

Cálculo de áreas de acero: Para los momentos menores que el M_{sop} se usa $A_{s\acute{m}in}$; y para los momentos mayores que el M_{sop} se calcula el área de acero con la fórmula:

$$A_s = \left[b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0.003825 \cdot F'_c}} \right] \frac{0.85 \cdot F'_c}{F_y}$$

Los resultados se encuentran en la tabla XXVI.

Cálculo del espaciamiento entre varillas de refuerzo: El espaciamiento entre varillas se calcula con: $S = A_v / A_s$

Tomando en cuenta que $S_{m\acute{a}x.} = 3t$ o $S_{m\acute{a}x} = 30$ cm

$S_{m\acute{a}x} = 3 \cdot 0.10 = 30$ cm, entonces se usa como $S_{m\acute{a}x} = 30$ cms

Revisión por corte: Todas las losas sometidas a esfuerzos de corte, deben ser resistidos por los mismos materiales. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos

esfuerzos deben ser resistidos 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 (**nivel 1**)

$$V_{\text{máx}} = C_u * L / 2 = (2,586.4 * 2.66) / 2 = 3,439.91 \text{ Kg}$$

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

Cálculo del corte máximo actuante (**nivel 2**)

$$V_{\text{máx}} = C_u * L / 2 = (626.4 * 5.325) / 2 = 1,666.73 \text{ Kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente

$$V_r = 45 (f'c)^{1/2} t = 45 (210)^{1/2} (10) = 6,521.12 \text{ Kg}$$

Comparar V_r con $V_{\text{máx}}$.

Si $V_r > V_{\text{máx}}$ el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar t

Como $V_r > V_{\text{máx}}$ el espesor es el adecuado.

Tabla XXVI. Áreas de acero requeridas en losas típicas.

Momento (M)	Áreas de acero (As)	No.Varilla	Espacimientos (S)
NIVEL 1			
447.58 Kg-m	2.42 cm ²	3	29
579.87 Kg-m	3.17 cm ²	3	22
737.79 Kg-m	4.07 cm ²	3	17
970.97 Kg-m	5.44 cm ²	4	23

Nivel 2: Para el nivel 2 los momentos son menores que el momento soportado que es de 438.35 Kg.-m. entonces se utilizará varillas No. 3 @ 0.30 m.

2.1.39.2 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tensión en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de la compresión. Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión, tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión.

En una viga de concreto reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente.

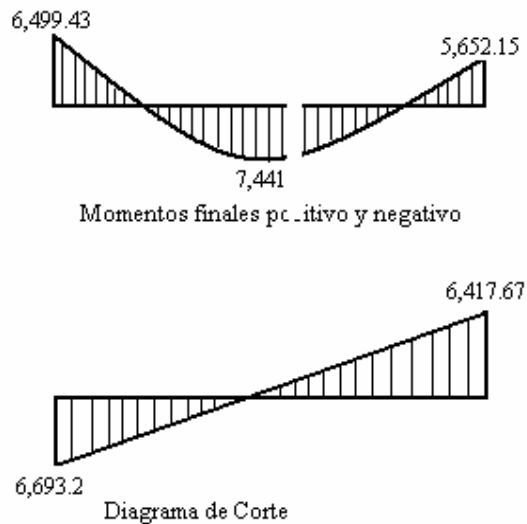
Esta acción conjunta de los dos materiales, se garantiza si se impide su deslizamiento relativo, lo que se logra mediante la utilización de barras corrugadas con su alta resistencia por adherencia de la interfase acero-concreto y, si es necesario, mediante anclajes especiales en los extremos de las barras.

Los datos necesarios para su diseño son los momentos y cortes últimos actuantes, estos se toman del análisis estructural.

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

Datos: Esta viga se ubica en el marco típico sentido Y, nivel 2. Los datos tomados del análisis estructural, se muestran en la siguiente figura, en la que se incluyen los momentos positivos, negativos y además de los cortes últimos.

Figura 50. Diagrama de momentos y corte últimos de la viga tipo 1.



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 siguiente:

Sección = 0.20 m x 0.40 m para nivel 2 o techo del escenario;

Peralte efectivo = 0.4 - 0.04 = 0.36 m

Fórmulas: $As_{mín} = 14.1/F_y * b * d$; $As_{máx} = 0.50 * 0.036946 * b * d$

$As_{mín} = (14.1/2810)(20)(36) = 3.61 \text{ cm}^2$

$As_{máx} = 0.50 (0.036949)(20)(36) = 13.3 \text{ cm}^2$

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

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

Los resultados se observan en la siguiente tabla.

Tabla XXII. Cálculo del área de acero para viga tipo 1 (techo del escenario).

Momento	As cm ²	Varillas	Área cubierta
6,499.43 kg-m	4.70	2 No.5 + 1 No. 3	4.72 cm ²
7,441.9 kg-m	5.40	3 núm. 5	5.94 cm ²
5,652.15 kg-m	4.07	2 No.5 + 1 No. 3	4.72 cm ²

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

Cama superior: Se deben colocar, como mínimo, dos varillas o más de acero corridas tomando el mayor de los siguientes valores: Asmín o él 33% As calculada para momento negativo.

Cama inferior: Se deben colocar como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los valores: Asmín, 50% del As de M+ ó el 50% As del M-. El resto del acero, en ambas camas, se coloca como bastones y rieles.

Acero transversal (estribos): También se le llama refuerzo en el alma, en general éste se suministra en forma de estribos espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga según lo requerido. El diseño por cortante es importante en las estructuras de concreto, debido a que la resistencia del concreto a corte es considerablemente menor que la de compresión. 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 de corte resistente por el concreto:

$$V_r = 0.85 * 0.53 (f'c)^{1/2} b d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} (20)(36) = 7,123.81 \text{ Kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

V_u = Corte último calculados anteriormente.

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado

Si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones

$$V_s = V_u - V_r$$

$$U_s = V_s / b d'$$

$$S = A_v * F_y / U_s * b$$

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

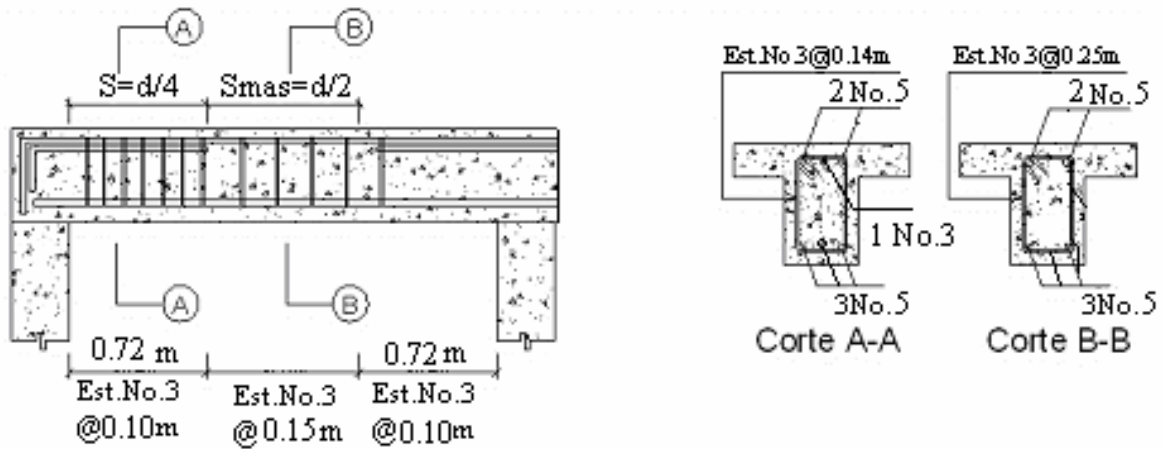
En este caso el corte máximo de la viga analizada es $V_u = 6,693.2 \text{ Kg}$ y $V_r = 7,123.81 \text{ Kg}$; como $V_r > V_u$ usar estribos No. 3 a $S_{\text{máx}} = d / 2 = 36 / 2 = 18 \text{ cm}$. Se colocan No. 3 @ 0.15 cm. El armado final de todas las vigas se muestra en planos.

Además de lo anterior, existen requisitos sísmicos que mandan confinar los estribos de las vigas en sus extremos, con el objetivo de darle mayor ductilidad en los nudos. Esto se hace de la forma siguiente:

Para este caso, L_o = longitud de confinamiento = $L_o = 2d = 2(36) = 0.72 \text{ m}$
Colocando estribos No.3 a cada $d/4 = 10 \text{ cms}$.

Para el nivel 1 o techo de sótano, se realizó los calculo de viga con una sección de $0.3 * 0.6 \text{ m}$, y peralte efectivo de 0.56 m . (ver detalles en planos).

Figura 51. Detalle de viga del escenario, sentido Y (ver planos).



2.1.39.3 Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por área tributaria. 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.

El refuerzo principal en las columnas, es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga. La relación del área de acero longitudinal A_s al área de la sección transversal bruta de concreto A_g está en el intervalo de 1% a 8%, conforme al código ACI del año 95, sección 10.9.1. El límite inferior es necesario para garantizar una resistencia a momentos flectores no tenidos en cuenta en el análisis y para reducir los efectos del flujo

plástico y de la retracción de fraguado del concreto sometido a compresión sostenida. Relaciones mayores que 0.08 no son solamente antieconómicas, sino que producen dificultades relacionadas con la congestión del refuerzo, en particular en las zonas de empalme del acero. Por lo general, se utilizan barras de los diámetros más grandes para reducir los costos de colocación y para evitar una congestión innecesaria.

Según el código ACI del año 95, sección 10.9.2, se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando éstas están encerradas por estribos regularmente espaciados y un mínimo de seis, cuando las barras longitudinales están encerradas por una espiral continua.

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 aplican en la columna del nivel 2.

2.1.39.3.1 Columna típica nivel 2

Dimensiones:

Sección de columna = 30 * 30

Longitud de columna = 3.00 m

Sección de viga 1 = 20 * 40

Longitud de viga 1 = 6.15 m

Sección de viga 2 = 20 * 40

Longitud de viga 2 = 5.325 m

Espesor de losa = 0.1

$M_x = 4,175.05 \text{ Kg-m}$

Área tributaria = 17.98

$M_y = 6,499.43 \text{ Kg-m}$

$V_{cx} = 2,712.36 \text{ Kg}$

$CV = 100 \text{ kg/m}$.

$V_{cy} = 4,244.76 \text{ Kg}$

Determinación de la carga axial: $CU = 1.4 CM + 1.7 CV$

$$CU = 1.4 ((0.1*2400) + 60) + 1.7 (100) = 1.4 (300) + 170 \\ = 420 + 170 = 590 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$Fcu = CU / (CM + CV) = 590 / (300 + 100) = 1.48$$

Cálculo de la carga axial: $Pu = (Alosas*CU) + (Pvigas*Fcu)$

$$Pu = (17.98*590) + ((0.20*0.40*2400*(3.075+5.325))(1.48)$$

$$Pu = 12,995.14 \text{ Kg} = 13 \text{ Toneladas}$$

Clasificar las columnas por su esbeltez (E): Una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud. Por su relación de esbeltez las columnas se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 > E > 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con lo datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben de 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 (Ψ):

$$\Psi_A = (\sum K_{col}) / (\sum K_{viga})$$

Extremo superior: $\Psi_A = (\sum E_M I/2) / (\sum E_M I/2)$

E_M = como todo el marco es del mismo material = 1

I = La inercia se toma del análisis estructural

$$\Psi_A = 0.33 / (0.33 + 0.25 + 0.33 + 0.25) = 0.28$$

Extremo inferior $\Psi_B = (0.33 + 0.25) / (0.33 + 0.25 + 0.33 + 0.25) = 0.50$

Promedio $\Psi_P = (\Psi_A + \Psi_B)/2 = (0.28 + 0.50)/2 = 0.39$

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

$$K = 0.90 (1 + \Psi_P)^{1/2} \quad \text{Para } \Psi_P > 2$$

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

$$K = ((20 - 0.39)/20)(1 + 0.39)^{1/2} = 1.16$$

Cálculo de la esbeltez de la columna

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

$$E = (1.16 * 3.00) / (0.30 * 0.30) = 38.67$$

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

$$\Psi_A = 0.33 / (4.85 + 1.3) = 0.053$$

$$\Psi_B = (0.33 + 0.25) / (4.85 + 1.3) = 0.094$$

$$\Psi_P = (\Psi_A + \Psi_B) / 2 = (0.053 + 0.094) / 2 = 0.074$$

$$K = ((20 - 0.074) / 20)(1 + 0.074)^{1/2} = 1.034$$

$$E = (1.034 * 3.00) / (0.30 * 0.30) = 34.47$$

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.

2.1.39.3.2 Magnificación de momentos:

Cuando se hace un análisis estructural de segundo orden, en el cuál 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.

El magnificador de momentos (δ), es un factor de seguridad por el cual deben multiplicarse los momentos últimos en columnas, para evitar el pandeo.

Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta d = C M_u / C U = 420 / 590 = 0.71$$

Cálculo del EI total del material

$$EI = (E_c * I_g / 2.5) / (1 + \beta d); E_c = 15,100 (f' c)^{1/2}; I_g = (1/12) b h^3$$

$$EI = ((15,100(210)^{1/2})(30^4/12)/2.5) / (1 + 0.71) = 3.455 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 345.5 \text{ T-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \pi^2 (EI) / (K l_u)^2 = \pi^2 (345.5) / (1.16 * 3.00)^2 = 281.57 \text{ Ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos

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

$\delta > 1$ y $\Phi = 0.70$ si se usan estribos

$$\delta = 1 / 1 - (15.98 / 0.70 * 281.57) = 1.09$$

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

$$M_{dx} = 1.08 (4,175.05) = 4,550.8 \text{ Kg-m}$$

Sentido Y

$$\beta d = 420 / 590 = 0.71$$

$$EI = ((15,100(210)^{1/2})(30^4/12)/2.5) / (1 + 0.71) = 3.455 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 345.5 \text{ T-m}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (345.5) / (1.034 * 3.00)^2 = 354.38 \text{ Ton} ; \delta = 1 / 1 - (15.8 / 0.70 * 354.38) = 1.069$$

$$M_{dy} = 1.069 (6,499.43) = 6,947.89 \text{ Kg-m}$$

2.1.39.3.3 Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER

2.1.39.3.3.1 Acero longitudinal:

Existen varios métodos para calcular el acero longitudinal en columnas. En este caso se utilizará el método de carga inversa, que es un método simple y aproximado desarrollado por Bresler. Este método sencillo ha sido comprobado satisfactoriamente mediante comparación de resultados en gran cantidad de ensayos y cálculos precisos.

Este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además es uno de los métodos más utilizados, porque su procedimiento es tan sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental del método de Bresler es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los tres valores: carga axial pura ($P'o$), la carga de falla para una excentricidad e_x ($P'x_o$) y la carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

Existen varios métodos y que se aplican dependiendo del 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 de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados, uno de éstos es el de Bresler, este método sencillo ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos.

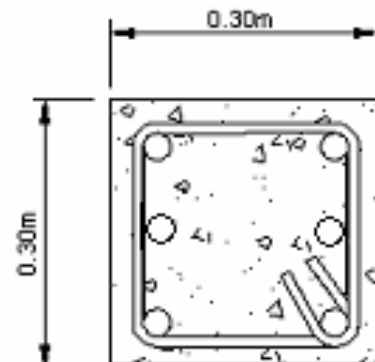
El procedimiento a seguir es el siguiente:

Figura 52. Sección de columna.

Cálculo de límites de acero: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% A_g < A_s < 8\% A_g$

$$A_{s\text{mín}} = 0.01 (30 \times 30) = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.08 (30 \times 30) = 72 \text{ cm}^2$$



Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de $A_{s\text{mín}}$. Armado propuesto $6 \text{ No. } 5 = 6 (1.98) = 11.88 \text{ cm}^2$

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

$$\text{Valor de la gráfica } Y = X = d/h = 0.24/0.30 = 0.80$$

$$\text{Valores de la curva: } \rho\mu = A_s F_y / 0.85 f'_c A_g = (11.88)(2810) / 0.85 (210)(900) = 0.21$$

$$\text{Excentricidades: } e_x = M_{dx} / P_u = 4,550.8 / 12,995.14 = 0.35$$

$$e_y = M_{dy} / P_u = 6,641.39 / 12,995.14 = 0.51$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x / h_x = 0.35 / 0.30 = 1.16 \quad e_y / h_y = 0.51 / 0.30 = 1.7$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , estos son: $K_x = 0.2$ y $K_y = 0.13$

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0.2)(210)(30*30) = 37,800 \text{ Kg}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.13)(210)(30*30) = 24,570 \text{ Kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'_o = \Phi(0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s F_y) = 0.70(0.85*210 (900 - 11.88) + (11.88*2810))$$

$$P'_o = 134,338.55 \text{ Kg.}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'_u = 1 / (1 / P'_{ux} + 1 / P'_{uy} - 1 / P'_o) = 1 / (1 / 37,800) + (1 / 24,570) - (1 / 134,338.55)$$

$$P'_u = 16,747.28 \text{ Kg}$$

Como $P'_u = 16,747.28$, $P_u = 12,995.14$ y $P'_u > P_u$ el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero o la sección de la columna hasta que cumpla.

2.1.39.3.3.2 Cálculo del acero transversal (estribos):

Después de calcular el acero longitudinal de las columnas, es necesario proveer refuerzo transversal por medio de estribos 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 esfuerzo de ruptura del concreto y además permite una deformación unitaria mayor del elemento.

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductibilidad, con el objetivo de que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan, su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductibilidad de la columna.

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

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 $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d / 2$

Si $V_r = V_u$ se diseñan los estribos por corte

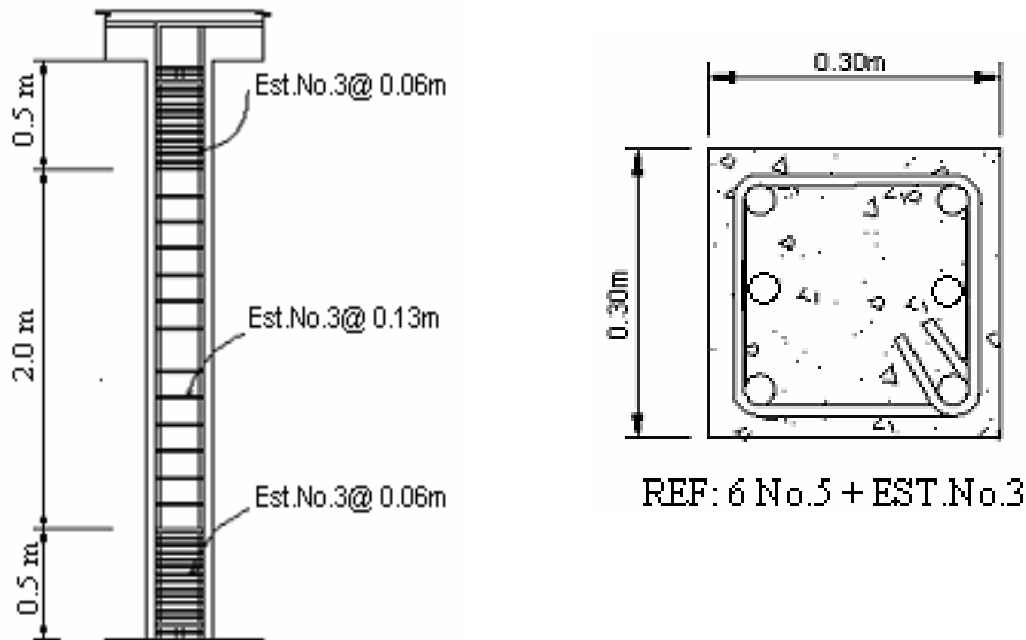
Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la No. 3, $V_r = 5,287.98 \text{ Kg}$, trabajando con el corte mayor, $V_u = 4,244.76 \text{ Kg}$, en este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a $S = d / 2 = 27 / 2 = 13.5 \text{ cm}$

2.1.39.3.3.3 Refuerzo por confinamiento:

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones.

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

Figura 53. Diagrama de confinamiento en columna.



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

$S = \text{Espaciamiento de confinamiento es de } d/4 = 0.27/4 = 0.06 \text{ m.}$

Los resultados del diseño de la columna típica, ubicada en el nivel 1 se puede observar en los planos. El procedimiento que se debe seguir es el descrito anteriormente, teniendo en cuenta que la carga axial utilizada se calcula de la siguiente manera.

$\text{Carga axial} = (\text{área tributaria})(\text{CU}) + (\text{carga de la columna del nivel superior}) + (\text{peso de vigas})(\text{FCU}) + (\text{peso propio de la columna del nivel superior})(\text{FCU}).$

Para las columnas del primer nivel, la sección de columna es la misma de 0.3*0.3 m y la sección de viga será de 0.3*0.6 m.

2.1.39.4 Diseño estructural en mampostería

Muros de carga: 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.

2.1.39.4.1 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 considera las paredes doblemente empotradas. 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 analizará sólo el sentido y.

Se calculan 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 $R_{eq} = R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n$

$$R_{eq} = 1 / (1 / R_1 + 1 / R_2 + \dots + 1 / R_n)$$

Donde $R_1, R_2 \dots R_n$ tienen un valor igual a la rigidez total calculada.

El centro de corte de los muros: Al valor de la rigidez de cada uno de los muros se propone a calcular el centro de corte de los muros; se toma como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido. Las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E$$

La sumatoria se efectúa 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

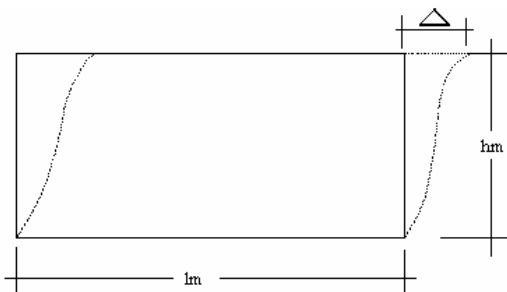
Carga lateral y su distribución: Las cargas laterales son las que corren en el sentido paralelo a la superficie terrestre y pueden ser por sismo y viento. Las cargas por sismo son las que se integran para edificios de concreto y/o mampostería. La integración y su distribución puede hacerse por el método de Stanford para Guatemala, por el de SEAOC o cualquier otro método conocido.

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.

2.1.39.4.2 Diseño de muro de mampostería:

- a) **Cálculo de la rigidez de los muros:** Debido a que la cubierta es de losa de concreto, los muros se consideran doblemente empotrados

Figura 54. Elevación típica de muro de mampostería.



$$\text{Fórmulas } \Delta = (P * (1 * a^3 + 3 * a)) / E * tm$$

$$R = tm / (1 * a^3 + 3 * a)$$

$$a = hm / lm$$

Donde: P = Carga lateral

R = rigidez

tm = espesor del muro

hm = altura del muro

lm = longitud del muro

Em = módulo de mampostería

$$a = hm / lm$$

Para Nivel 1: $a = 4.0 / 5.85 = 0.68$

Tm = espesor de muro = 0.15 m.

Nivel 1: $R = 0.15 / (0.68^3 + 3*0.68) = 0.064$

Tabla XXVIII. Rigidez en muros.

MURO	Lm	Hm	a	Tm	R*E
Nivel 1					
1	5.85	4.00	0.68	0.15	0.063
2	5.85	4.00	0.68	0.15	0.063
3	5.85	4.00	0.68	0.15	0.063
4	5.85	4.00	0.68	0.15	0.063
5	5.85	4.00	0.68	0.15	0.063

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, ya que no afecta el análisis.

b) Cálculo de centro de corte de muros

Tabla XXIX. Centro de corte de muros, sentido y.

Muro	R*E	X1	X1*R
Nivel 1			
1	0.090	0.00	0.00
2	0.090	5.33	0.48
3	0.090	10.65	0.95
4	0.090	15.98	1.43
5	0.090	21.30	1.91
Sumatoria	0.448		4.77

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E = 4.77 / 0.448 = 10.65 \text{ m}$$

c) Cálculo del centro de masa

Tabla XXX. Centro de masa en muros.

Muro	Lm	Xi	Xi*Lm
1	5.85	0.00	0.00
2	5.85	5.33	31.15
3	5.85	10.65	62.30
4	5.85	15.98	93.45
5	5.85	21.30	124.61
Sumatoria	29.25		311.51

$$X_{cc} = (\sum Xi \cdot l_m) / \sum l_m = 311.51 / 29.25 = 10.65 \text{ m}$$

$$\text{Centro de masa de techos } X_{cm} = 21.30 / 2 = 10.65 \text{ (simétrico).}$$

d) Cálculo de carga total uniformemente distribuida en muro nivel 1

$$W = (\text{área tributaria} \cdot \text{espesor de losa} \cdot \text{peso del concreto}) / \text{longitud muro} + 432$$

$$W = ((16.2 \cdot 0.1 \cdot 2400) / 5.85) + 432$$

$$W = 1,096.62 \text{ Kg. / m}$$

Carga lateral nivel 1

La determinación de la fuerza por nivel se realizó anteriormente en donde se obtuvo la fuerza en el nivel 1 = 27,542.91 Kg

Cálculo del momento de volteo

$$V_b = 27,542.91 \text{ Kg}$$

$$M_v = \text{Momento de volteo} = 27,542.91 \cdot 4.00 = 110,171.64 \text{ kg-m}$$

Excentricidad de la carga lateral

Con sismo en y

$$e_y = X_{cm} - X_{cc} = 10.65 - 10.65 = 0$$

$$e_{mín} = 0.05 \cdot 21.30 = 1.065 \text{ m}$$

$$T_{px} = 27,542.91 \cdot 1.065 = 29,333.20$$

Tabla XXXI. Distribución de la carga lateral, sentido y.

Muro	R	Xcc	R*Xcc 2	(R/ R)*P	(X*R/ R*Xcc 2)*Tp	Fi
1	0.090	10.65	10.17	5508.58	1101.72	6610.30
2	0.090	5.33	2.54	5508.58	550.86	6059.44
3	0.090	0.00	0.00	5508.58	0.00	5508.58
4	0.090	-5.33	2.54	5508.58	-550.86	4957.72
5	0.090	-10.65	10.17	5508.58	-1101.72	4406.87
Sumatoria	0.448		25.42			

Tabla XXXII. Distribución del momento de volteo.

Muro	Ry	Mvi
1	0.090	22034.33
2	0.090	22034.33
3	0.090	22034.33
4	0.090	22034.33
5	0.090	22034.33
Sumatoria	0.448	

Para el diseño, sólo se calcula el muro 1, porque son iguales los muros 2, 3, 4 y 5 respectivamente.

2.1.39.4.3 Diseño a compresión

Cálculo del esfuerzo en compresión actuante será

$$f_{com} = WL / Ae$$

Donde Ae = Área efectiva = $(15 \times 39) - ((5.85 + 11.65) \times 11.65)$

$$Ae = 381.12 \text{ cm}^2$$

$$Ae = 381.12 / (15 \times 39) = 0.65 * \text{Área nominal}$$

$$Ae = 0.65 * (585 \text{ cm}) (15 \text{ cm}) = 5,703.75 \text{ cm}^2$$

$$f_{com} = (1,096.62)(5.85\text{m}) / 5,703.75$$

$$= 1.12 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible de compresión será:

$$F_a = 0.20 f'_m (1 - (h' / 42 t)^3)$$

f'_m = Esfuerzo permisible de mampostería a compresión

$$= 0.20 (50) (1 - ((0.80*4.00) / 42*0.15)^3)$$

$$= 8.69 \text{ Kg/cm}^2$$

El refuerzo admisible se reducirá hasta el 50%, si la construcción no cuenta con la supervisión adecuada. El esfuerzo admisible será:

$$F_a = 0.50*8.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 4.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a > f_{com}$$

Como f_{com} es menor que F_a se diseña con refuerzo mínimo

2.1.39.4.4 Diseño a flexión:

El procedimiento para diseño a flexión es:

Calcular: F_m = esfuerzo permisible de la mampostería a flexión = $0.33 f'_m$

$$f_m = \text{esfuerzo producido por las cargas} = M / S_m$$

Donde:

$$f'_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$S_m = (1/6) * t_m * l_m$$

$$F_m = 0.33 f'_m = 0.33 * 50 \text{ Kg/cm}^2 = 16.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = M / S_m$$

Muro No. 1

$$\text{Largo } (l_m) = 585$$

$$\text{Ancho } t_m = 15$$

$$\text{Momento} = 22,034.33$$

$$f_m = 22,034.33 / (1/6)(15)(585) = 15.07$$

$F_m > f_m$; Como el valor de f_m es menor que F_m , se diseña con refuerzo mínimo

2.1.39.4.5 Diseño a corte:

El refuerzo a corte lo constituyen las soleras o refuerzos horizontales.

Si $f_v < F_v$ se utiliza refuerzo mínimo

Si $f_v > F_v$ 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_v = área de acero de la solera

S = separación de soleras

d = peralte efectivo

$f_s = 0.50 * F_y$; área de acero horizontal $A_v = (V * s) / (f_s * d)$

A continuación se muestra el procedimiento de refuerzo para el muro No. 1

Datos: $F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$ $d = 1.50 \text{ cm}$ (igual en todos los muros)

$t_m = 15 \text{ cm}$ (igual en todos los muros) $l_m = 585 \text{ cm}$

$V_s = 6,610.3 \text{ Kg}$

Revisión:

Fórmulas: $f_v = V_d / (100 * l_m * t_m)$

$F_v = K * \sqrt{f'_m}$

Donde: V_d = corte de diseño

$f'_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$

Valores de k: $K = 0.3$ (constante para bloques)

Entonces: $F_v = 0.30 * \sqrt{50} = 2.12 \text{ Kg/cm}^2$

$f_v = (1.5 * 6,610.3) / (100 * 585 * 15) = 0.011 \text{ Kg/cm}^2$

$F_v > f_v$ refuerzo mínimo

A continuación se muestra en la siguiente tabla los resultados para el muro del primer nivel, donde se analiza el muro por corte flexión y compresión. Para la carga

distribuida uniformemente se debe considerar el (peso de muro del nivel superior) + (carga tributaria del nivel superior) + (carga tributaria del nivel analizado).

Tabla XXXIII. Diseño a corte de los muros.

Muro	Corte	Largo (lm)	Ancho (tm)	Fv	fv
Nivel 1					
1	6,610.3	585	15	2.12	0.011

Como se puede observar, todos los valores de fv son menores que Fv, por lo tanto se diseñan los muros con refuerzo mínimo.

2.1.39.4.6 Refuerzos mínimos vertical y horizontal para muro

Según código ACI $A_s \text{ mínv} = 0.0007 * tm * lm$

$A_s \text{ máxh} = 0.0013 * tm * hm$

Con $tm = 15 \text{ cm}$ (constante en todos los muros). En la siguiente tabla se muestra los resultados de los refuerzos mínimos horizontales y verticales.

Tabla XXXIV. Refuerzo horizontales y verticales de los muros.

Muros	Altura (hm) Cm	Largo (lm) cm	Refuerzo horizontal (cm ²)	Refuerzo vertical (cm ²)
Nivel 1	400.00	580.00	7.8	6.14

Refuerzo vertical = $6.14 \text{ cm}^2 = 5 \text{ No. } 4 @ 0.96$

Refuerzo horizontal = $7.8 \text{ cm}^2 = 4 \text{ No. } 5 \text{ (Solera)}$

La distribución del refuerzo horizontal y vertical para los muros se muestra en planos de cimientos, columnas y muros típicos.

2.1.40 Cimientos

2.1.40.1 Suelo

2.1.40.1.1 Definición de suelo y roca

Suelo: Se define como cualquier material no consolidado compuesto de distintas partículas sólidas con gases o líquidos incluidos. El suelo en general contiene una amplia variedad de materiales tales como: Grava, arena, mezclas arcillosas y limos.

Roca: en ingeniería se define como material endurecido que para excavarlo se necesitan usar taladros, explosivos y otros procedimientos de fuerza bruta. El grado mínimo que caracteriza a una roca es una resistencia a compresión de 14PSI.

2.1.40.1.2 Análisis de la capacidad del suelo

Valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos, es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante. Esta resistencia a la fuerza cortante equivale a su vez, a la suma de dos componentes fricción y cohesión.

El cálculo del valor soporte se realizó por el método de Terzaghi, para el ensayo se obtuvo una muestra de 1 pie³, no consolidado ni drenado. El suelo tiene una descripción de arena limosa, color café oscuro.

Cálculo del valor soporte: Coeficiente de cohesión (C) = 6.5 Ton / m²

Ángulo de fricción Interna $\Phi = 31.36^\circ$

Base = 1.50 m

$\gamma_{\text{suelo}} = 1.4 \text{ Ton/m}^3$

Desplante = 1.00 m

Factor de seguridad = 3

$$\phi_{\text{rad}} = \frac{\phi * \pi}{180} = \frac{31.36 * \pi}{180} = 0.5473 \text{ rad}$$

Factor de flujo de carga

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \phi_{\text{rad}}\right) \tan \phi}}{2 * \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0.5473\right) \tan(0.5473)}}{2 * \cos\left(45 + \frac{0.5473}{2}\right)} \Rightarrow Nq = 26.45$$

Factor de flujo de carga última

$$Nc = \cot \phi * (Nq - 1) = \cot(0.5473) * (26.45 - 1) \Rightarrow Nc = 41.72$$

Factor de flujo de γ

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi = 2(26.45 + 1) \tan(0.5473) \Rightarrow N\gamma = 24.17$$

Capacidad portante última

$$q_0 = 0.4 * \gamma_{\text{suelo}} * B * N\gamma + 1.3CNc + \gamma_{\text{suelo}} * D * Nq$$

$$q_0 = 0.4(1.4 * 1.5 * 24.17) + 1.3(6.5) * (41.72) + (1.4 * 1.00 * 26.45) = 407.87 \text{ Ton/m}^2$$

Capacidad portante neta última

$$q_{0n} = q_0 - \gamma_{\text{suelo}} * Dq = 407.87 - (1.4 * 1) = 406.47 \text{ Ton/m}^2$$

Capacidad soporte del suelo

$$Vs = q_{0n} / FS = 406.47 / 3 = 135.49 \text{ Ton/m}^2$$

2.1.40.2 Diseño de cimiento

Cimiento es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o rocas subyacentes. Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; esto 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 zapatas y el cimiento corrido bajo los muros de mampostería.

Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada es necesario:

- Transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente
- Distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a cimentaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir la carga hasta estratos más profundos y de mayor firmeza. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

2.1.40.3 Zapata

Las zapatas para columnas individuales son por lo general cuadradas, algunas veces rectangulares y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico. Su utilización para columnas exteriores tiene algunas dificultades si los derechos de propiedad impiden la utilización de zapatas que se extiendan más allá de los muros exteriores.

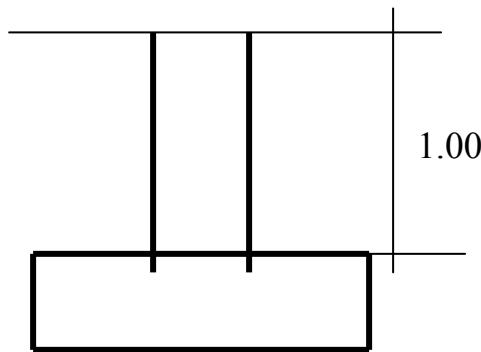


Figura 55. Desplante de zapata.

$$M_x = 5,978.11 \text{ Kg-m}$$

$$M_y = 7,183.74 \text{ Kg-m}$$

$$P_u = \text{carga última} = 38,795.1 \text{ Kg}$$

$$V_s = \text{valor soporte del suelo} = 135.49 \text{ T/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.4 \text{ T/m}^3 \quad P_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.54 \text{ (se obtiene igual que en las columnas)}$$

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:

$$\text{Cálculo de cargas de trabajo: } P'u = P_u / F_{cu} = 38,795.1 / 1.54 = 25,191.62 \text{ Kg}$$

$$M'x = 5,978.11 / 1.54 = 3,881.89 \text{ Kg-m}$$

$$M'y = 7,183.74 / 1.54 = 4,664.77 \text{ Kg-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata: $A_z = 1.5 P' / V_s = (1.5 * 25,191.62) / 135,490$, $A_z = 0.28 \text{ m}^2$. Se propone usar dimensiones aproximadas $A_z = 1.6 \times 1.6 = 2.56 \text{ m}^2$.

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 (V_s), para la zapata y se tiene:

$$S_x = S_y = (1/6)1.6 \cdot 1.6^2 = 4.096 \text{ m}^3$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 25.19 + (4 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \cdot 2.4) + (2.56 \cdot 1 \cdot 1.4) + (2.56 \cdot 0.4 \cdot 2.4) = 32.10 \text{ Ton}$$

$$q = 32.10 / 2.56 \pm 3.88 / 4.096 \pm 4.66 / 4.096$$

$$q_{\text{máx}} = 25.06 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, no excede el } V_s$$

$$q_{\text{mín}} = 0.023 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, no es negativo, sólo existe compresion y no tensión.}$$

Si la presión (q) sobre el suelo excede el valor soporte del suelo (V_s), se debe aumentar el área de la zapata, es decir, se hace otro predimensionamiento, hasta que cumpla la condición.

a) 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: $q_u = q_{\text{máx}} \cdot F_{cu} = 25.06 \cdot 1.54 = 38.59 \text{ T/m}^2$

b) 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 0.15m. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

Al considerar lo anterior, se asume $t = 0.40 \text{ m}$. Luego se hacen las revisiones siguientes:

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

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

$$= 40 - 7.5 - 1.91/2 = 32 \text{ cm}$$

$$\text{Area} = (1.6 - 0.3 - 0.32 * 2) / 2 = 0.34$$

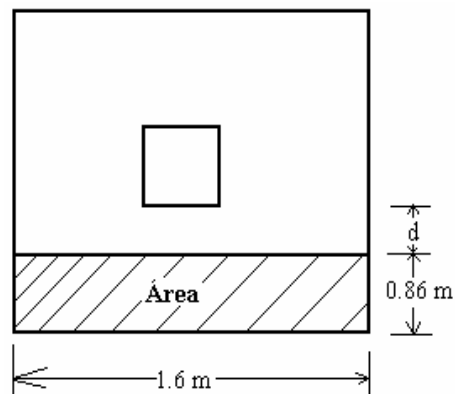
$$V_{act} = A * q_u = 0.34 * 38.59 = 13.12 \text{ T}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (f'c)^{1/2} bd$$

$$= 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} 160 * 32 = 33.43 \text{ T}$$

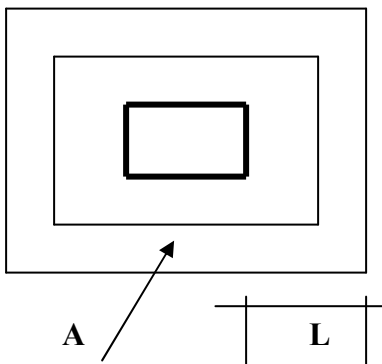
$$V_{act} < V_r \text{ si cumple}$$

Figura 56. Corte simple.



- d) **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:

Figura 57. Corte punzonante.



$$V_{act} = A * q_u = (1.6^2 - 0.62^2) * 38.59$$

$$V_{act} = 83.96 \text{ T}$$

$$V_r = 0.85 * 1.06 (f'c)^{1/2} bd$$

$$V_r = 0.85 * 1.06 (210)^{1/2} 62 * 4 * 32$$

$$V_r = 103.61 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_r \text{ si chequea}$$

- e) **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.

f) Momento último: Éste se define tomando la losa en voladizo con la fórmula $M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 38.59 \cdot 0.65^2 / 2 = 8.15 \text{ Ton-m}$, 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:

$$A_s = (b \cdot d - ((b \cdot d)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'_c))^{1/2} (0.85 f'_c / F_y)$$

$$A_s = 10.12 \text{ cm}^2; A_{s \text{ mín}} = 0.002 \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 100 \cdot 32 = 6.4 \text{ cm}^2$$

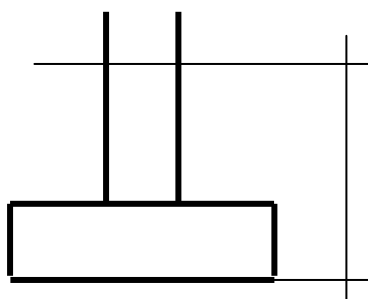
El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_s$; donde $S < 0.45 \text{ m}$. Si se usa varilla No. 4 se tiene $S = 1.27 / 10.12 = 0.125 \text{ m}$. Por seguridad se usará un $S = 0.10 \text{ m}$.

Armado = 1 varilla No. 4 @ 10 cm en ambos sentidos.

2.1.40.4 Diseño de cimiento corrido

Para los muros de carga se realiza la revisión para el cimiento corrido:

Figura 58. Desplante de cimiento.



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

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

$$V_s = \text{valor soporte del suelo} = 135.49 \text{ T/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.4 \text{ T/m}^2 \quad P_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^2$$

$$F_{cu} = 1.54$$

$$\text{Altura} = t = 0.20 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 0.55 \text{ m}$$

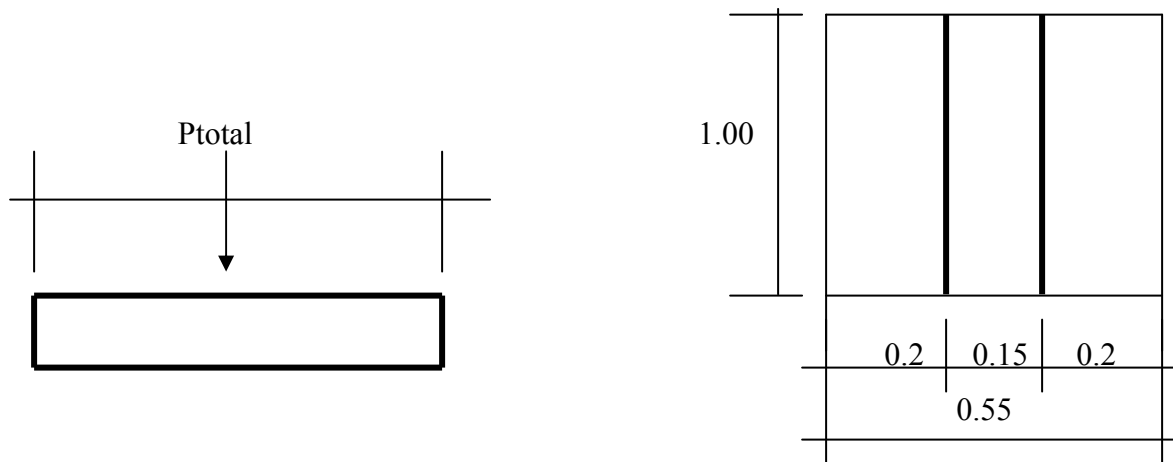
Se tomará como base para la revisión 1.00 m de cimiento corrido como longitud unitaria, para fines de la evaluación.

$$\text{Área de la zapata} = A_z = 0.55 \cdot 1.00 = 0.55 \text{ m}^2$$

Revisión de la presión sobre el suelo:

Integración de cargas

Figura 59. Presión sobre el suelo.



$$P_{tot} = P_{muro} + P_{suelo} + P_{cimiento} + W'$$

$$\text{Donde } P_{muro} = h \cdot t \cdot A_u \cdot P_c = 3.8 \cdot 0.15 \cdot 1 \cdot 2.4 = 1.36 \text{ ton}$$

$$P_{suelo} = \text{Peso del suelo} = \text{Desplante} \cdot A_z \cdot P_s = 0.8 \cdot 0.55 \cdot 1.4 = 0.62 \text{ ton}$$

$$P_{cimiento} = \text{Peso del cimiento} = A_z \cdot t \cdot P_c = 0.55 \cdot 0.2 \cdot 2.4 = 0.26 \text{ ton}$$

$$W' = \text{Carga de trabajo} = W' \cdot A_u = (1.096 + 2) \cdot 1 = 3.10 \text{ ton}$$

$$P_{tot} = 5.34 \text{ Ton}$$

La presión sobre el suelo será:

$$q_{m\acute{a}x} = 5.34 / 0.55 = 9.71 \text{ ton/m}^2$$

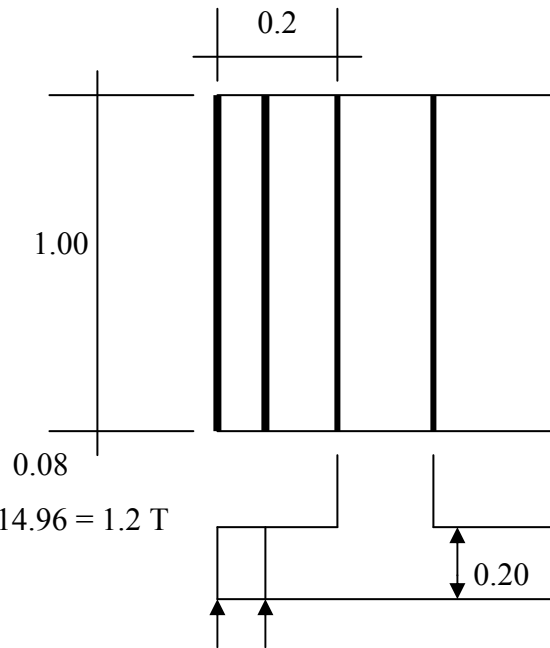
$$q_{m\acute{a}x} < V_s = 135.49 \text{ T/m}^2$$

La distribución de presión es uniforme, no existen presiones de tensión en el suelo.

Debido a que la presión es constante se hace que: $q_{dis} = q_{m\acute{a}x}$ y se obtiene un $q_{dism\acute{a}x}$.

$$q_{dism\acute{a}x} = q_{dis} \cdot F_{cu} = q_{m\acute{a}x} \cdot F_{cu} = 9.71 \cdot 1.54 = 14.96 \text{ ton/m}^2$$

Figura 60. Distribución de presión.



Revisión por corte simple

Datos $t = 20 \text{ cm}$

Varillas de diámetro = No. 3

Recubrimiento = 7.5 cm

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

$d = 20 - 7.5 - 0.95/2 = 12 \text{ cm}$

Al calcular $V_{act} = \text{corte actuante}$

$V_{act} = \text{Área ashurada} * q_{dism\acute{a}x} = 0.08(1) * 14.96 = 1.2 \text{ T}$

Calcular $V_r = \text{corte resistente}$

$V_r = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} b d = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} * 100 * 12 = 7.83 \text{ T}$

No hay zona punzonante por tanto no se chequea

$M_u = q_{dism\acute{a}x} * L^2 / 2 = 14.96 * (0.20)^2 / 2 = 0.2992 \text{ ton-m} = 299.2 \text{ Kg-m}$

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

$A_s = (b * d - ((b * d)^2 - (M * b / 0.003825 f'c))^{1/2} (0.85 f'c / F_y))$

$A_s = 0.99 \text{ cm}^2$; $A_s \text{ mín} = 0.002 * 100 * 12 = 2.40 \text{ cm}^2$

$S = 0.71 / 2.4 = 0.295 \text{ m}$

Colocar No. 3 @ 0.25

Como no existe flexión en el sentido Y se coloca área de acero por temperatura, con la fórmula siguiente:

$A_{stemp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 55 * 20 = 2.2 \text{ cm}^2$;

$S = 0.71 / 2.2 = 0.32 \text{ m}$

Colocar 4 No. 3

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por:

$S = A_v / A_s$; donde $S < 0.45$ m. Al usar varilla No. 3 se tiene $S = 0.71 * .55 / 2.2 = 0.17$ m. Por seguridad se utilizará un $S = 15$ cm. Los resultados del diseño de los cimientos se presentan en planos.

2.1.41 Diseño de escalera

El ritmo general de vida exige que las escaleras puedan ser recorridas de modo rápido y seguro con el menor gasto de energía posible. Para su ubicación se debe tomar en cuenta que la circulación en los diferentes niveles no sea problemática, además debe tener iluminación y ventilación aceptable.

La forma y disposición que se le da a una escalera depende principalmente de las dimensiones e importancia de la edificación, del espacio que el proyecto les otorgue y finalmente del material y tipo de construcción escogida.

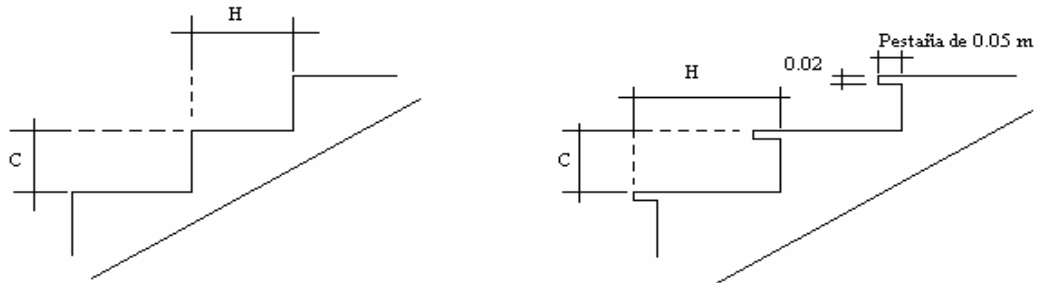
Cuanto más se reduzca el espacio de la escalera más costosa será su construcción, por lo cual, muchas veces, la comparación y estudio de lo que representa la economía del sitio y el costo de su construcción será lo que puede decidir un determinado sistema para la misma.

El que una escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella.

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP (\text{escalera}) + PP (\text{acabados}) ; \quad PP (\text{escalera}) = W_c = (t + c/2)$$

Figura 61. Tipos de escaleras, con y sin pestaña.



Número de escalones mínimo

$$h/c_{\text{máx}} = 2.00 / 0.15 = 13.33 \text{ escalones}$$

Se tomarán 13 contrahuellas antes del descanso

$$\text{Número de huellas} = 13 - 1 = 12 \text{ huellas}$$

$$H = 5.25 / 12 = 0.438; \quad C = \text{Altura} / \text{núm. Contrahuella}$$

$$C = 2.00 / 13 = 0.154$$

Chequeo (para este caso se utilizará $C=0.15$ y $H=0.35$)

$$C = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}; \quad H = 35 > C$$

$$2c + H = 2(15) + 35 = 65 \text{ memor o igual a } 65 \text{ cm}; \quad C + H = 15 + 35 = 50 \text{ cm}$$

$$C \times H = (15) \times (35) = 525 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tiene 13 contrahuellas de 15 cm y 11 huellas de 35 cm., más el descanso.

Integración de cargas

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2400 (0.10 + 0.15/2) = 420 \text{ kg/m}^2$$

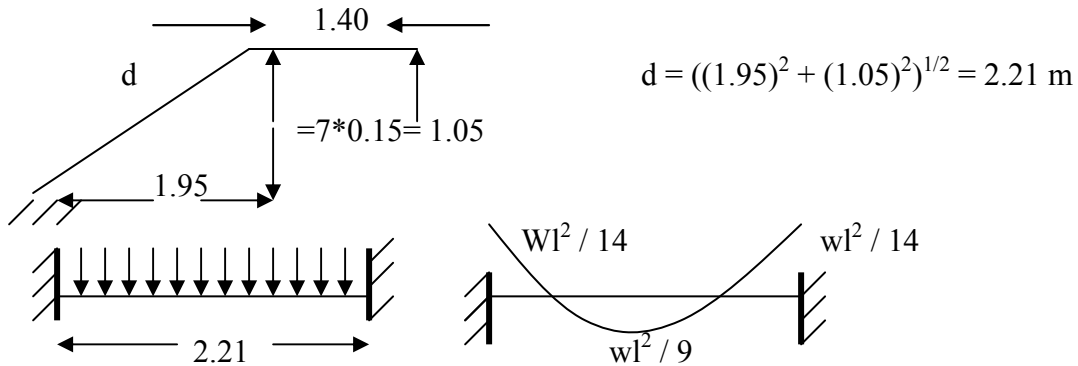
$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 520 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1.4 (520) + 1.7(500) = 1578 \text{ kg/m}^2$$

Figura 62. Distribución de carga y momento.



$$M(+) = 1578 (2.21)^2 / 9 = 856.35 \text{ kg-m}$$

$$M(-) = 1578 (2.21)^2 / 14 = 550.51 \text{ kg-m}$$

$$A_{s\text{mín}} = (14.1/2810)(100)(7.5) = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.50\rho_b b d = 0.50(0.036)(100)(7.5) = 13.5 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero para las gradas

$$A_s = (b \cdot d - ((bd)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'c))^{1/2} (0.85 f'c / F_y)$$

$$M(+) = A_s = 4.75 \text{ cm}^2; \text{ varilla No. 4 @ 0.15 m}$$

$$M(-) = A_s = 3 \text{ cm}^2; \text{ varilla No. 4 @ 0.20 m}$$

$$\text{Acero por temperatura} = A_s = 0.002 b t = 0.002(100)(10) = 2 \text{ cm}^2$$

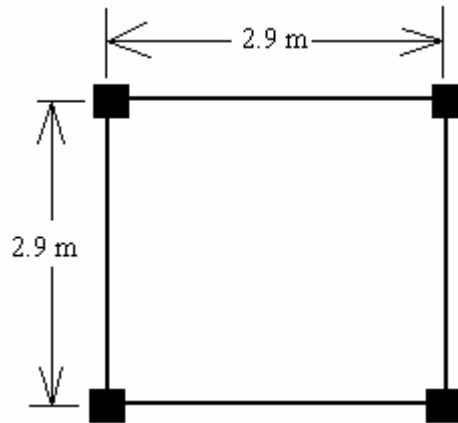
$$S_{\text{máx}} = 3t = 30 \text{ cm}; \text{ varilla N. 3 @ 0.25 m}$$

2.1.42 Diseño de pérgolas.

2.1.42.1 Portal de pérgolas.

2.1.42.1.1 Diseño de losa, portal de pérgolas.

Figura 63. Losas de pérgolas.



$m_1 = m_2 = 2.2 / 2.2 = 1$ Armar en dos direcciones.

Espesor (t) = $4 * 2.9 / 180 = 0.06$, se utilizará 0.1 m.

Carga muerta:

Peso de la losa	$(0.1) (2400) =$	240 Kg/m ²
Carga muerta adicional y		20 Kg/m ²
Mezclón		60 Kg/m ²
Total de carga muerta		<u>320 Kg/m²</u>

Carga viva = 20 Kg/m² únicamente por seguridad.

Carga última = 1.4 (carga muerta) + 1.7 (carga viva)

$C_u = 1.4 (320) + 1.7 (20) = 448 + 34 = 482 \text{ Kg/m}^2$

Para el cálculo de momentos se utiliza el método 3 del ACI por lo que se utilizan las siguientes fórmulas:

$$M_a^- = C_a^- (C_{ut})(a)^2$$

$$M_a^+ = C_a^+ (C_{Vu})(a)^2 + C_a^+ (C_{mu})(a)^2$$

$$M_b^+ = C_b^+ (C_{Vu})(b)^2 + C_b^+ (C_{mu})(b)^2$$

$$M_b^- = C_b^- (C_{ut})(b)^2$$

Donde:

Cut = Carga última total

Cvu = Carga viva última

Cmu = Carga muerta última

Ca = Coeficientes de tablas ACI

Cb = Coeficientes de tablas ACI

a = Es el lado menor de la losa analizada

b = Es el lado mayor de la losa analizada

Solución Losa (caso 2)

$$M = a/b = 2.9 / 2.9 = 1$$

Por tabla para 0.5 y caso 4. Por tanto

$$Ca^- = 0.045$$

$$Cb^- = 0.045$$

$$Ca^+_{cm} = 0.018$$

$$Ca^+_{cv} = 0.027$$

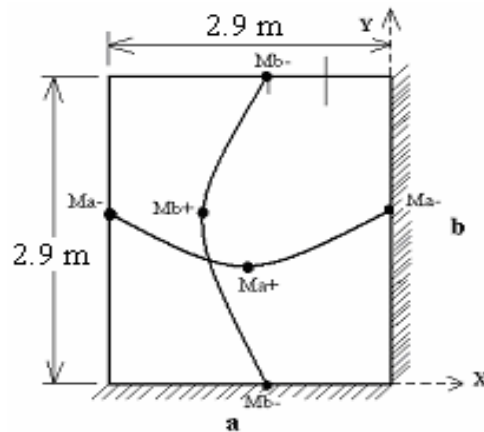
$$Cb^+_{cm} = 0.018$$

$$Cb^+_{cv} = 0.027$$

$$M(-)_a = M(-)_b = 0.045(482)(2.9)^2 = 182.41 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_a = M(+)_b = 0.027(34)(2.9)^2 + 0.018(456.4)(2.9)^2 = 76.81 \text{ kg-m}$$

Figura 64. Diagrama de losas.



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 es el siguiente:

Cálculo de peralte (D): $D = t \text{ de losa} - \text{recubrimiento} = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cm.}$

Cálculo de límites de acero: El área de acero mínimo ($A_{smín}$) en una losa, se calcula como el 40% del área de acero de una viga, usando un ancho unitario de 1.00m.

Área de acero mínimo

$$A_{s\min} = (0.40) (14.1/F_y) * b * d = 0.40 (14.1/2810)(100)(7.5) = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento S, se proponen varillas núm. 3 ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$1.51 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \rightarrow S = 47.02 \text{ cm}$$

$$S = (0.71 * 100) / 1.51 \Rightarrow S = 47.02 \text{ cm}$$

Chequear el espaciamento máximo $S_{\max} = 3t$ ó $S_{\max} = 0.30 \text{ m}$

$$S_{\max} = 3(0.1) = 0.3 \text{ m}, \text{ entonces usar como } S_{\max} = 0.30 \text{ m}$$

Calcular A_s para S_{\max}

$$A_{s\min} \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm} \rightarrow A_{s\min} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = (0.71 * 100) / 30 \Rightarrow A_{s\min} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando $A_{s\min} = 2.37 \text{ cm}^2$

$$M_{As\min} = 0.90 \left[A_s * F_y \left(d - \frac{A_s * F_y}{1.7 f'c * b} \right) \right]$$

$$M_{sop} = 0.90 (A_s F_y (d - (A_s F_y / 1.7 f'c b)))$$

$$M_{sop} = 0.90 ((2.37)(2810) * (7.5 - (2.37)(2810) / (1.7)(210)(100)))$$

$$M_{sop} = 43,834.86 \text{ Kg-cm} = 438.35 \text{ Kg-m}$$

Como todos los momentos son menores que el momento soportantes, se utilizará hierro No. 3 a cada 30 cm.

Revisión por corte: Todas las losas sometidas a esfuerzos de corte, deben ser resistidos por los mismos materiales. En este caso, por el tipo de losa se utiliza, dichos esfuerzos

deben ser resistidos 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.

$$V_{\text{máx}} = C_u * L / 2 = (482 * 2.9) / 2 = 698.9 \text{ Kg}$$

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

Cálculo del corte máximo resistente

$$V_r = 45 (f'_c)^{1/2} t = 45 (210)^{1/2} (11) = 7,173.23 \text{ Kg}$$

Como $V_r > V_{\text{máx}}$ el espesor es el adecuado.

2.1.42.1.2 Diseño de vigas

Límites de acero:

Sección = 0.20 m x 0.4 m; peralte efectivo = 0.6 - 0.05 = 0.35 m

Fórmulas: $A_{s\text{mín}} = 14.1 / F_y b * d$; $A_{s\text{máx}} = 0.50 * 0.036946 b * d$

$$A_{s\text{mín}} = (14.1 / 2810) (20) (35) = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.50 (0.036949) (20) (36) = 13.3 \text{ cm}^2$$

Carga muerta:

$$\text{Losa} = (2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.1) = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Viga} = (2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.2 * 0.4) = 192 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobre carga} = 60 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = (240 + 60) * 2.11 / 2.2 + 96 = 383.73 \text{ Kg/m}$$

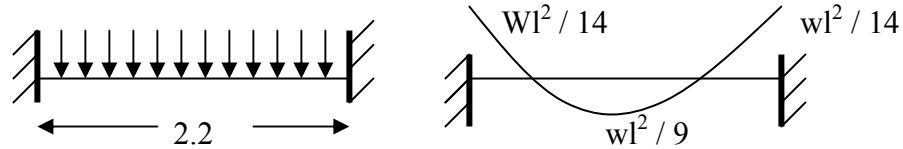
$$CV = (20 \text{ Kg/m}^2 / 2.2) * 2.11 = 19.18 \text{ Kg/m}$$

$$CU = 1.4 * 383.73 + 1.7 * 19.18 = 569.83 \text{ Kg/m}$$

Encontrando los momentos actuantes:

Trabajando como un viga empotrada en los extremos, tenemos:

Figura 65. Distribución de cargas y momentos.



$$M(+)= (569.83 * 2.2^2) / 9 = 306.44 \text{ Kg-m.}$$

$$M(-)= (569.83 * 2.2^2) / 14 = 197 \text{ Kg-m.}$$

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

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

$$M(+)= 306.44 \text{ Kg-m.} \quad A_s = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$M(-)= 197 \text{ Kg-m.} \quad A_s = 0.49 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizará el área de acero mínimo con 2 varillas No. 4.

Acero transversal (estribos): En este caso se desprecia el corte de la viga por ser muy pequeña. Por lo tanto se utilizará estribos No. 3 a $S_{\text{máx}} = d / 2 = 35 / 2 = 18 \text{ cm}$. Se colocan No. 3 @ 0.15 cm.

Para este caso, longitud de confinamiento = $L_o = 2d = 2(35) = 0.7 \text{ m}$

Colocando estribos No.3 a cada $d/4 = 9 \text{ cms}$.

2.1.42.1.3 Diseño de columnas

Una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud. Anteriormente se menciono que por su relación de esbeltez las columnas se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 > E > 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con lo datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben de magnificar los momentos actuantes, y si son largas no se construyen. Para este caso, lo trabajaremos como columna corta para encontrar la carga y el momento último que soporta, para luego diseñar las zapatas.

Se supone que la falla de la columna ocurre cuando la deformación unitaria a compresión en cualquier punto alcanza el valor de 0.003 y la deformación unitaria a tensión es a 0.002, y que la sección mínima debe de ser de 20*20 cm. Con estos datos iniciamos el predimensionamiento de la columna.

Dimensiones:

Sección de columna = 20 * 20

Longitud de columna = 3.30 m

Área de columna 20*20 = 400 cm².

Deformación unitaria a tensión = 0.002

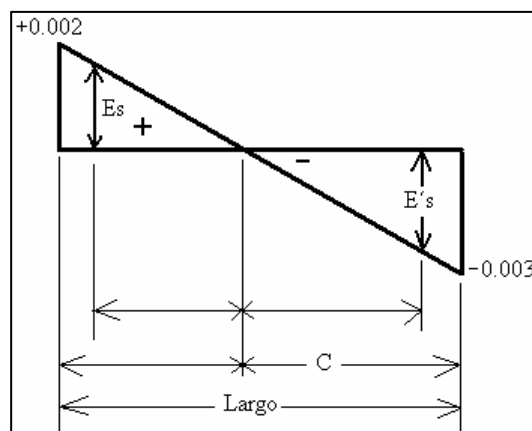
Deformación unitaria a compresión = 0.003

Encontrando el valor de C (eje neutro)

$$C = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.002} \right) * 20 = 12 \text{ cm}$$

Debemos de determinar si el acero que se propone fluye ($E's > 0.00207$).

Figura 66. Diagrama de deformaciones.



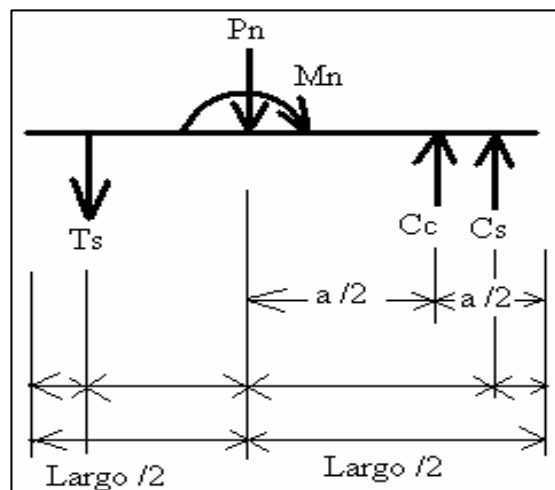
$$E's = \left(\frac{C - \text{recubrimiento}}{C} \right) * 0.003 = \left(\frac{12 - 2.54}{12} \right) * 0.003 = 0.00237\text{cm} \quad \text{por lo tanto el acero}$$

si fluye.

$$E_s = \left(\frac{\text{Ancho} - C - \text{recubrimiento}}{\text{Ancho} - C} \right) * 0.002 = \left(\frac{20 - 12 - 2.54}{20 - 12} \right) * 0.002 = 0.0014\text{cm}$$

En los siguiente cálculos, C_c es la compresión total en el concreto, C_s es la compresión total en el acero a compresión y T_s es la tensión total en el acero a tensión. Cada uno de estos valores se calcularán a continuación. Algo muy importante es que a C_s se reduce a un 85% para tomar en cuenta los agujeros en el concreto.

Figura 67. Fuerzas aplicadas.



Encontrando el brazo del eje neutro al rostro de la columna $a = 0.85 * C$

$$a = 0.85 * 12 = 10.2\text{cm}.$$

Compresión total en el concreto (C_c)

$$C_c = 0.85 * a * f'_c * ancho = 0.85 * 10.2 * 210 * 20 = 36,414\text{kg}.$$

Compresión total en el acero (Cs)

$$C_s = f'_y * A_s - 0.85 * A_s * f'_c = 2810 * 2.54 - 0.85 * 2.54 * 210 = 6,684.01kg.$$

Tensión total en el acero (Ts)

Ts = Esfuerzo a compesión * As * Modulo de elasticidad

$$T_s = 0.001365 * 2.54 * 2038931.95 = 7,069.18kg.$$

Por estática, Pn y Mn se determinan con ayuda de la figura anterior, donde se muestran los valores de Cc, Cs y Ts.

$$\sum V = 0 \quad P_n = 6684.01 + 36414 - 7069.18 = 36,028.38kg = 36.03ton.$$

$\sum M = 0$ respecto al acero a tensión Ts.

$$M_n = (36414 * 12.36) + (6684.01 * 14.92) - (36,028.38 * 7.46)$$

$$M_n = 281,030.75 \text{ Kg.-cm} = 2.81 \text{ Ton-m.}$$

Se calcula el corte resistente, la varilla mínima permitida es la No. 3, se colocan estribos a $S = d / 2 = 17 / 2 = 9 \text{ cm.}$, confinamiento de 0.5m @ 0.05 m.

Este mismo método se utilizara para las columnas de las pérgolas.

2.1.42.1.4 Diseño de zapatas.

En este caso como la carga a soportar no es tan grande, entonces el método que se utilizará para el cálculo del área de la zapata y el acero de refuerzo el por medio de una zapata concéntrica con carga puntual, en donde compararemos el resultado del momento obtenido en el cálculo de la columna y el que nos de cómo resultad, si el momento como resultado en este calculo es mayor que el momento obtenido en la columna, esto nos indica que si soporta le área y peralta de la zapata utilizada.

Carga última = 36.03 ton

Peso propio de columna = $(2400 \text{ Kg./m}^3 * 0.2\text{m}*0.2\text{m}*4\text{m}) = 384 \text{ Kg.}$

Momento encontrado = 2.81 ton-m

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

$f'y = 2810 \text{ Kg./cm}^2$

Factor (FC) = 1.42

Sección de la Zapata = $0.75\text{m}*0.75\text{m}$

Área de la zapata = 0.5625 m^2

Capacidad soporte del suelo (Vs) = 135.49 Ton/m^2

Carga total = Carga última + peso columna = $36.03 + 0.384 = 36.41 \text{ ton.}$

Área de zapata = $36.41/135.49 = 0.27 \text{ m}^2$

Utilizando una zapata de $0.7\text{m}*0.7\text{m} = 0.49 \text{ m}^2$

Peralte efectivo = $25 - 7.5 - 0.635 = 16.87$

Presión de diseño (PD) = $1.42*36.03 / 0.49 = 105.52 \text{ ton/ m}^2 < V_s \Rightarrow$ si chequea.

Chequeo por corte flexionante:

$\phi V_{Cd} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 70 * 17 = 7,768.75 \text{ kg}$

Longitud flexionante = $(0.7-0.2)/2 = 0.25 \text{ m}$

Vúltimo = PD * base zapata * (long. Flexionante - d)

Vúltimo = $105.52 \text{ ton/ m}^2 * 0.7\text{m} * (0.25-0.17) = 5.91 \text{ ton} = 5,909 \text{ Kg.}$

$\phi V_{Cd} > V \text{ último} \Rightarrow$ si chequea.

Chequeo por corte punzonante:

$V_{act} = A * PD = (0.49 - (0.2+0.17)^2) * 105.52 = 37.26 \text{ ton.}$

$V_{act} = 37.26 \text{ Ton.}$

$V_r = 0.85 * 1.06 (f'c)^{1/2} bd$

$V_r = 0.85 * 1.06 (210)^{1/2} * 56.55 * 4 * 17$

$V_r = 50.21 \text{ T}$

$V_{act} < V_r$ si chequea

f) Momento último: Éste se define tomando la losa en voladizo con la fórmula $M_u = PD \cdot L^2 / 2 = 105.52 \cdot 0.25^2 / 2 = 3.3$ 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:

$$A_s = (b \cdot d - ((bd)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'_c))^{1/2} (0.85 f'_c / F_y)$$

$$A_s = 7.96 \text{ cm}^2; \quad A_{s \text{ mín}} = 0.002 \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 100 \cdot 17 = 3.4 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_s$. Si se usa varilla No. 4 se tiene $S = 1.27 / 7.96 = 0.16$ m. Por seguridad se usará un $S = 0.15$ m.

Armado = 1 varilla No. 4 @ 15 cm en ambos sentidos.

Este mismo método se utilizará para las zapatas de las pérgolas.

2.1.43 Diseño de pérgolas de corredor

2.1.43.1 Diseño de vigas secundarias para corredores (pérgolas)

Límites de acero:

Sección = 0.15 m x 0.3 m; peralte efectivo = 0.3 - 0.04 = 0.26 m

Fórmulas: $A_{s \text{ mín}} = 14.1 / F_y \cdot b \cdot d$; $A_{s \text{ máx}} = 0.50 \cdot 0.036946 \cdot b \cdot d$

$$A_{s \text{ mín}} = (14.1 / 2810)(15)(26) = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.50 (0.036949)(15)(26) = 7.02 \text{ cm}^2$$

Carga muerta:

$$CM = (2400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.15 \cdot 0.3) + 60 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.15 = 117 \text{ Kg/m}$$

$$CU = 1.4 \cdot 117 + 1.7 \cdot 20 = 197.8 \text{ Kg/m}$$

Encontrando los momentos actuantes:

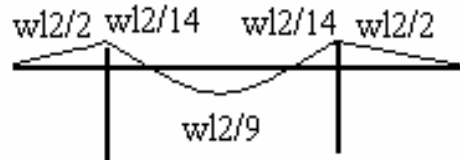
Trabajando como un viga empotrada en los extremos, tenemos:

$$M(+) = (197.8 * 2.2^2) / 9 = 106.37 \text{ Kg-m.}$$

$$M(-) = (197.8 * 2.2^2) / 14 = 68.38 \text{ Kg-m.}$$

$$M = (197.8 * 0.6^2) / 2 = 35.6 \text{ Kg-m.}$$

Figura 68. Distribución de momentos.



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

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

Balanceando primero los momentos entre 68.38 Kg-m. y 35.6 Kg-m tenemos que es igual a 61.5 Kg-m.

$$M(+) = 106.37 \text{ Kg-m.} \quad A_s = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$M(-) = 61.5 \text{ Kg-m.} \quad A_s = 0.09 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizará el área de acero mínimo con 2 varillas No. 4.

Acero transversal (estribos): En este caso se desprecia el corte de la viga por ser muy pequeña. Por lo tanto se utilizará estribos No. 3 a $S_{\text{máx}} = d / 2 = 26 / 2 = 13 \text{ cm}$. Se colocan No. 3 @ 0.13 cm.

Para este caso, longitud de confinamiento = $L_o = 2d = 2(25) = 0.5 \text{ m}$. Colocando estribos No.3 a cada $d/4 = 6 \text{ cms}$.

2.1.43.2 Diseño de vigas principales para corredores (pérgolas)

Límites de acero:

Sección = 0.2 m x 0.4 m; peralte efectivo = 0.4 - 0.04 = 0.36 m

Fórmulas: $As_{mín} = 14.1/F_y b*d$; $As_{máx} = 0.50*0.036946 b*d$

$$As_{mín} = (14.1/2810)(20)(36) = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0.50 (0.036949)(20)(36) = 12.96 \text{ cm}^2$$

Carga muerta:

$$CM = (2400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.2 \cdot 0.4) + (60 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.2) + (117 \text{ Kg/m} \cdot 4 / 2.75) = 374.18 \text{ Kg/m}$$

$$CU = 1.4 \cdot 374.18 + 1.7 \cdot 20 = 557.85 \text{ Kg/m}$$

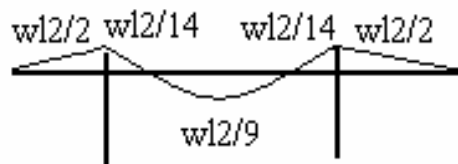
Encontrando los momentos actuantes: Trabajando como un viga empotrada en los extremos, tenemos:

$$M(+) = (557.85 \cdot 2.75^2) / 9 = 468.75 \text{ Kg-m.}$$

$$M(-) = (557.85 \cdot 2.75^2) / 14 = 301.34 \text{ Kg-m.}$$

$$M = (557.85 \cdot 0.9^2) / 2 = 225.93 \text{ Kg-m.}$$

Figura 69. Distribución de momentos.



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

$$As = (bd - ((bd)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f' c))^{1/2} (0.85 f' c / F_y)$$

Balanceando primero los momentos entre 301.34 Kg-m. y 225.93 Kg-m tenemos que es igual a 244.91 Kg-m.

$$M(+) = 468.75 \text{ Kg-m.} \quad A_s = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$M(-) = 244.91 \text{ Kg-m.} \quad A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizará el área de acero mínimo con 2 varillas No. 4.

Acero transversal (estribos): En este caso se desprecia el corte de la viga por ser muy pequeña. Por lo tanto se utilizará estribos No. 3 a $S_{\text{máx}} = d / 2 = 36 / 2 = 18 \text{ cm}$. Se colocan No. 3 @ 0.15 m. Para este caso, longitud de confinamiento = $L_o = 2d = 2(36) = 0.72 \text{ m}$. Colocando estribos No.3 a cada $d/4 = 9 \text{ cms}$.

Para las columnas y zapatas se utilizo el método anterior de utilizado para el módulo de losas de las pérgolas, dando como resultado los siguientes:

2.1.43.3 Diseño de columnas

Sección de 0.2m * 0.2m

4 varillas No. 4

Estribos No. 3 @ 10 cm en zona no confinada.

Estribos No. 3 @ 5 cm en zona confinada con una longitud de 0.5 m desde los extremos de la columna.

2.1.43.4 Diseño de zapatas

Sección de 0.75m * 0.75m.

Altura de 25 cm. y recubrimiento de 7.5 cm.

Varillas No. 4 @ 15 cm, en ambos sentidos.

2.1.44 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 elabora un presupuesto desglosado por renglones de trabajo, siguiendo los pasos siguientes:

- a) **Desglose del proyecto por renglones de trabajo:** Aquí se separan cada uno de los componentes por unidades de ejecución y se enumeran por renglones, tratando de ordenarlos siguiendo la secuencia lógica de ejecución.
- b) **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.
- c) **Precio unitario:** El precio por unidad de medida o unidad de pago se sacó 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 necesarios 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, el porcentaje que se utilizó es del 25%. La integración de gastos indirectos se basa en la estimación de gastos administrativos, imprevistos, utilidades y prestaciones obteniendo de esto el porcentaje de indirecto

d) Costo total por renglón: El costo total de cada renglón se obtuvo multiplicando los valores obtenidos en los incisos b y c, o sea, multiplicando la cantidad de trabajo por el precio unitario en cada renglón.

e) Costo total del proyecto: Para este costo se hizo la sumatoria de todos los costos totales por renglones del proyecto.

El resultado del proceso descrito anteriormente, es decir, el presupuesto por renglones para el parque se muestra a continuación.

Tabla XXXV. Presupuesto. Parque central comunal, aldea San Antonio Nejapa, Acatenango.

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
1.1	Bodega	Global	1	Q 5,041.75	Q 5,041.75
1.2	Demolición	Global	1	Q 5,000.00	Q 5,000.00
1.3	Nivelación y corte del terreno	Global	1	Q 39,250.00	Q 39,250.00
2.1	Cimiento Corrido	ml	120.39	Q 338.06	Q 40,699.10
2.2	Levantado sobre el cimiento	m2	120.39	Q 75.71	Q 9,114.88
2.3	Solera de Humedad	ml	120.39	Q 144.75	Q 17,426.50
3	Levantado de muros	m2	528	Q 753.62	Q 397,911.06
3.1	Solera Intermedia	ml	51.32	Q 147.02	Q 7,545.13
3.2	Solera Corona	ml	30.75	Q 112.92	Q 3,472.44
4.1	Zapata	Unidades	29	Q 609.00	Q 17,661.00
5.1	Columnas tipo 1	Unidades	27	Q 2,134.19	Q 57,623.13
5.2	Columnas tipo 2	Unidades	4	Q 1,061.38	Q 4,245.50
5.3	Columnas tipo 3	Unidades	2	Q 1,173.81	Q 2,347.63
6	Losas	m2	296.16	Q 263.56	Q 78,055.25
7.1	Viga Tipo 1	Unidades	20	Q 1,738.06	Q 34,761.13
7.2	Viga Tipo 2	Unidades	25	Q 960.33	Q 24,008.25
8.1	Instalación de drenaje	ml	203	Q 140.04	Q 28,428.75
8.2	Instalación hidráulica	ml	195	Q 93.83	Q 18,297.13
9	Puertas	Unidad	14	Q 1,032.14	Q 14,450.00
10	Ventanas	Unidad	32	Q 156.25	Q 5,000.00
11.1	Piso granito	m2	266	Q 109.77	Q 29,198.75
11.2	Piso fundido corredor de baños (Concreto)	m2	32.48	Q 219.56	Q 7,131.25
11.3	Piso fundido rampa (Concreto)	m2	27.5	Q 160.59	Q 4,416.13

11.4	Piso fundido parqueo (Concreto)	m2	289	Q	152.17	Q	43,978.38
12.1	Instalación eléctrica (fuerza)	ml	350	Q	29.31	Q	10,257.19
12.2	Instalación eléctrica (iluminación)	ml	415	Q	200.05	Q	83,022.63
13	Gradas	Global	1	Q	6,000.75	Q	6,000.75
14	Repello + cernido remolineado	m2	376.4	Q	81.37	Q	30,626.75
15	Barandas	ml	380	Q	450.32	Q	171,121.50
15.1	Bancas	Unidades	50	Q	750.24	Q	37,512.13
15.2	Columnas de jardineras y bancas	Unidades	110	Q	207.49	Q	22,824.38
16	Jardineras	m2	338	Q	1,571.89	Q	531,299.65
17.1	Solera de amarre	ml	141.6	Q	162.49	Q	23,008.93
17.2	Solera Corona	Unidad	7	Q	2,337.13	Q	16,359.88
17.3	Zapata	Unidades	56	Q	470.63	Q	26,355.00
17.4	Columna	Unidades	56	Q	1,019.59	Q	57,097.25
17.5	Losas	m2	54.08	Q	254.01	Q	13,736.63
17.6	Viga de amarre	Unidades	32	Q	1,053.36	Q	33,707.63
17.7	Viga principal	Unidades	8	Q	1,363.69	Q	10,909.50
17.8	Viga secundaria	Unidades	48	Q	504.18	Q	24,200.75
18	Piso (Adoquín Clinker)	m2	1010	Q	474.54	Q	479,281.25
19	Cancha Polideportiva	m3	40.6	Q	2,683.94	Q	108,968.06
20	Área de juegos Infantiles	Global	1	Q	25,000.00	Q	25,000.00
21	Parada de bus	Global	1	Q	10,000.00	Q	10,000.00
22	Limpieza	m2	2376.32	Q	3.13	Q	7,426.00
23	Basureros	Unidades	25	Q	262.50	Q	6,562.50
24	Jardinización	Global	1	Q	43,750.00	Q	43,750.00

COSTO TOTAL DEL PROYECTO

Q2,674,091.43

2.2. Diseño del edificio escolar de nivel primario, aldea La Pampa.

2.2.1. Descripción del proyecto

La edificación contará con 8 aulas, distribuidas en 4 aulas por nivel. La estructura de la edificación estará compuesta de marcos dúctiles con losas planas de concreto reforzado, los muros serán de block pómez, las ventanas serán de marco metálico compuesta por angulares y tee de 1" * 1" * 1/8", piso de granito de mármol y puertas de metal, cumpliendo con las normas que rigen el diseño de éstas.

Debido a que el actual edificio escolar no posee la capacidad de albergar a los estudiantes, se tuvo la necesidad de ampliar la escuela, por lo tanto lo que se necesita es el módulo descrito anteriormente, el servicio sanitario e instalaciones de agua potable ya existen, por lo tanto no se incluyeron dentro del diseño.

2.2.2. Ubicación del edificio en el terreno

El lugar del proyecto se ubica a 2 Kilómetros de la cabecera municipal, la ubicación de la edificación está localizada en la parte central de la aldea, el área con la que cuenta el terreno es de 1,150 m², la edificación ocupa un área de 276.5 m² de construcción dentro del terreno, el proyecto es de vital importancia para la integración de la comunidad en mención al desarrollo y es una obra planificada con terreno disponible adecuado.

2.2.3. Topografía del terreno

Por la forma del terreno no hubo necesidad de realizar un levantamiento planimétrico ni altimétrico, ya que el terreno es de una superficie plana. La medición se realizó con cinta, y tiene un área de 1,150 m².

2.2.4. Normas y criterios de diseño.

2.2.4.1. 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 Construcción de Edificios Escolares del Ministerio de Educación. Los criterios que fueron aplicados en este trabajo, se describen a continuación.

2.2.4.2. Criterios generales

Son todos los aspectos importantes que se toman para el diseño, se puede mencionar: ubicación del edificio, altura de ventanas, iluminación, color de los acabados, etc.

2.2.4.2.1. Criterios de conjunto

- a) **Conjunto arquitectónico:** Se toman como base los requisitos que debe cumplir el centro educativo para atender a los alumnos que se espera recibir, y se debe diseñar con respecto a su funcionalidad incluyendo todas las áreas a utilizar.
- b) **Emplazamiento:** Un correcto emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno se logra cuando el área construida en la planta baja no exceda el 40% del área total del terreno.
- c) **Orientación del edificio:** La correcta orientación proporciona una óptima iluminación, ventilación y asoleamiento de todos los ambientes del edificio. La orientación ideal para las ventanas es de norte a sur, de preferencia abriéndolas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en el terreno, tomando en

cuenta que el sentido del viento dominante es el ideal para abrir las ventanas bajas.

- d) Superficie y altura del edificio:** La superficie varía en función de las necesidades que se tengan que satisfacer, tanto en capacidad como en tipo de enseñanza; y la altura no debe exceder de tres niveles, tratando de ubicar los talleres y laboratorios en el primer nivel.

Para el edificio escolar, se tomó en cuenta lo descrito anteriormente, debido que es una ampliación, el área de construcción será del 24% del terreno; el establecimiento esta orientado de norte a sur, lo cual se garantizará una correcta iluminación y ventilación; el módulo escolar de 2 niveles, con altura de aulas de 2.85 m de piso a cielo, y de 3.00 m de piso a piso.

2.2.4.2.2. Criterios de iluminación

- a) Generalidades de la iluminación en el edificio:** La iluminación debe de 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 la iluminación que uno grande, pero sus dimensiones dependen de los requerimientos de espacio.
 - Los acabados más brillantes permiten mayor reflexión de la luz y como mejor resultado una mejor iluminación.

b) 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. Estos cuatro tipos de iluminación, aceptados para los centros educativos, se describen a continuación:

- Iluminación natural unilateral: Este caso se da cuando sólo un lado del aula tiene ventanas; las ventanas deben tener un área de 25% a 30% del área total de piso; el techo y el muro opuesto a la ventana deben ser claros; 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: Este caso se da cuando existen ventanas en paredes laterales del aula; las ventanas deben tener un área de iluminación entre el 25% a 30%.
- Iluminación natural cenital: En este caso, la iluminación es por medio de ventanas colocadas en el techo del aula, para esta iluminación se toma como área de ventanas del 15% a 20% del área total del piso.
- Iluminación artificial: Debe utilizarse como apoyo a la iluminación natural. Como se requiere iluminación nocturna en algunas áreas se debe considerar iluminar los ambientes en forma idéntica a la natural, con el fin de mantener condiciones generales y deberá ser difusa para que no moleste la vista.

Para la iluminación del edificio escolar, se tomó el concepto de iluminación natural bilateral, ya que el edificio está orientado de norte a sur, teniendo un área de iluminación del 25%. Para la iluminación artificial, se colocó lámparas de 2x40 tipo industrial.

2.2.4.2.3. Instalaciones

Las instalaciones que regularmente se colocan en los edificios educativos son las hidráulicas, sanitarias, eléctricas y de gas. En su diseño y colocación se debe de 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.

2.2.4.2.4. Criterios de color

El color es uno de los elementos que ayuda a que la luz natural se refleje en el ambiente, sobre todo, ayudan a la optimización de la iluminación natural. Es así que en forma general se recomienda el uso de los colores fríos (verde, azul, gris, etc.) en regiones donde la luz solar sea muy intensa, en tanto que en aquellas donde la luz sea poca, se utilizan los colores cálidos (amarillo, naranja, ocre, etc.).

2.2.4.2.5. Criterios de ventilación

La ventilación debe ser constante, alta, cruzada y sin corrientes de aire. El volumen del aire dentro del aula debe ser de 4 a 6 mts³ por alumno, teniendo presente que para distintos niveles de escuelas y para distintas funciones de los locales hay una cantidad de metros cuadrados por alumno, al dividir el volumen de aire recomendado por dicha cantidad, obtenemos las alturas que deben tener los locales. Se recomienda aproximarse al coeficiente menor en las regiones de clima frío y el coeficiente mayor en las regiones de clima cálido.

2.2.4.2.6. Instalación eléctrica

La instalación eléctrica en los establecimientos escolares cumple con dos funciones principales, la iluminación y la dotación de energía para el funcionamiento de diversos aparatos y equipos empleados como ayudas didácticas.

En el caso de iluminación, esta puede programarse como apoyo a la iluminación natural y para uso nocturno del edificio. Esta diseñada para proporcionar en los diversos ambientes los niveles de iluminación que se señalan en el punto correspondiente a confort visual.

En el diseño de la distribución del sistema de iluminación artificial se identificarán las líneas tanto de alto como bajo voltaje; localizando en el terreno los puntos en donde se encuentran las acometidas, determinando si son aéreas o subterráneas, si las líneas de distribución son aéreas, las acometidas y los bancos de transformación se aceptaran a partir del poste mas cercano hasta el acceso principal de la escuela, en donde en un muro ya construido se localizaran los medidores y el tablero de baja tensión.

Se diseñará un sistema que provea a todos los ambientes de la iluminación necesaria para el desarrollo normal de sus actividades, empleando lámparas, desarrollando además un sistema de tomacorrientes suficientes para conectar cualquier carga monofásica de 120 voltios, los circuitos serán diseñados y dimensionados de tal forma que la caída de voltaje en las salidas de servicio no exceda de los porcentajes siguientes:

- | | |
|------------------|---------------------|
| a) Iluminación | 2% en alimentadores |
| | 2% en circuitos |
| b) Fuerza motriz | 4% en alimentadores |
| | 1% en circuitos |

Para iluminación directa con pantalla reflectora se usarán luminarias fluorescentes, solo en casos especiales se usarán difusores, las lámparas fluorescentes serán de 40 vatios y emplearán balastos de arranque rápido.

2.2.5. Mobiliario y equipo

Por mobiliario y equipo se denomina al conjunto de elementos complementarios del edificio escolar, fijos y/o móviles, que permiten el seguimiento de las actividades educativas, proporcionando espacios, superficies y servicios óptimos para el desarrollo de hábitos, actitudes de los educandos; así como para el desarrollo de las tareas administrativas y de conservación de la escuela, para que un edificio escolar se considere completo, debe estar provisto del mobiliario y equipo necesarios para que las actividades previstas en los planes y programas de estudio se puedan desarrollar eficientemente, en consecuencia, el mobiliario y equipo deberá participar de las características del edificio, especialmente en lo que concierne a funcionalidad, flexibilidad, simplicidad y economía.

Para la dotación de mobiliario y equipo de un edificio escolar se deberán atender todos los factores necesarios, se considera como usuarios a maestros, alumnos, personal administrativo y de servicio. En el diseño de mobiliario es de suma importancia establecer la relación usuario-mueble, en la que se deben de considerar tanto los aspectos físicos, como los aspectos psicológicos.

2.2.5.1. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a darle 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.

Las aulas se diseñaron con capacidad de 36 alumnos, necesitando un área mínima de 1.30 m², y un área interna de salón de 46.80 m². Tiene forma rectangular de 5.85x8.05 m. El diseño arquitectónico se hace para obtener una buena distribución de ambientes y la forma de las mismas, para lograr una buena comodidad y que el edificio sea funcional.

Los edificios, se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; 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.

Las relaciones de la edificación con su entorno (contactos visuales y auditivos) y las influencias del medio ambiente que repercuten alrededor de ella (Sol, viento y ruido) tienen una importancia decisiva para la calidad de la edificación. Por ello se le debe prestar atención a estos elementos externos en la planificación, para asegurar las relaciones positivas o bien suprimir las influencias negativas.

Para el caso del proyecto consistirá en la construcción de 8 aulas, 4 aulas en cada nivel los cuales serán utilizados para nivel primario.

2.2.5.2. Ubicación del edificio en el terreno

El lugar del proyecto se ubica a 2 Kilómetro de la cabecera municipal, la ubicación de la edificación está localizada en la parte central de la aldea, el área con la que cuenta el terreno es de 1,150 m², la edificación ocupa un área de 276.5 m² de construcción dentro del terreno, el proyecto es de vital importancia para la integración de la comunidad en mención al desarrollo y es una obra planificada con terreno disponible adecuado.

2.2.5.3. Distribución de ambientes

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

2.2.5.4. Alturas del edificio

Se elige un edificio de dos niveles por razón de espacio disponible. La altura será de 3.00 m en todos los ambientes, se dejará con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

2.2.5.5. Selección del sistema estructural a usar

En la elección del sistema estructural influyen, en la toma de decisión, los factores de resistencia, economía, estética, los 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. Teniendo en cuenta el área del terreno y las necesidades de espacio por aula, se hace necesaria para este caso la construcción de un edificio de dos niveles, utilizando un sistema estructural del tipo de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, con losas planas de concreto reforzado y muros de mampostería con block de pómez reforzada; además, todo el sistema se construirá en obra usando los métodos tradicionales.

2.2.5.6. Análisis estructural

Análisis estructural es la determinación de las fuerzas y deformaciones que se producen en una estructura debido a la aplicación de cargas, 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 de la forma siguiente:

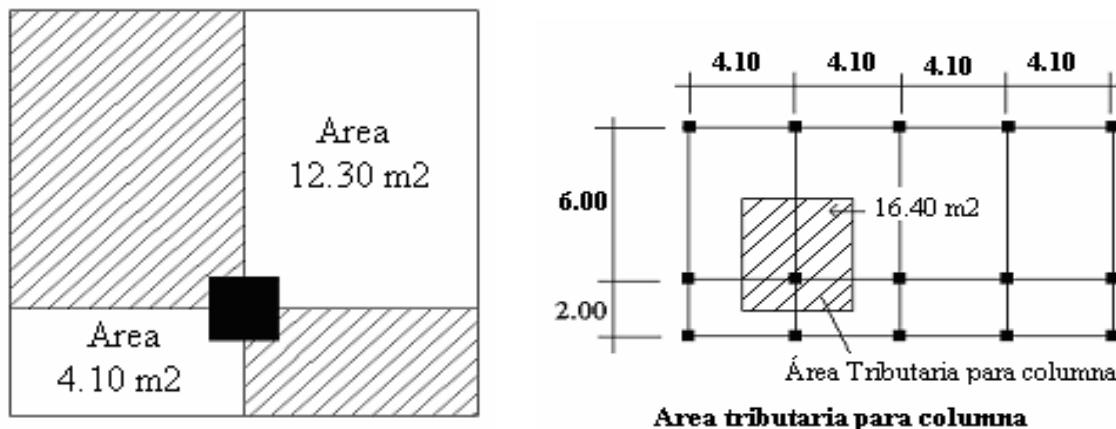
2.2.6. Pre-dimensionamiento estructural

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.

2.2.6.1. 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 la dimensiones de la columna, por tal razón se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

Figura 70. Área tributaria de columna.



Datos:

P= carga axial

P= Área Tributaria x concreto

P= 16.40x2400 = 39,360 kg/m

F'c = 210 kg/m

F'y = 2810 Kg/m

Ag = área gruesa de columna

As = área de acero, $1\%(Ag) \leq AS \leq 6\%(Ag)$

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

Solución: P = 4,329.60 kg,(16.40*2,400*0.11, tomado el área tributaria y espesor)

$$4,329.60 = 0.8 ((0.225*210*Ag) + (2810*0.01*Ag))$$

$$4,329.60 = 60.28*Ag$$

$$Ag = 71.83 \text{ cm}^2 ; \text{ Según ACI sección mínima } 20*20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$$

Por seguridad se propone una columna de 30*30 cm = 900 cm²

2.2.6.2.Vigas

Para predimensionar la vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, ésta depende de la luz que cubra la viga. La base de la viga que a criterio del diseñador, se usa aquí el ancho de la columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. Según código ACI, el espesor mínimo de viga no pretensadas con un extremo continuó es L/24, donde L es la luz máxima, ahora bien se tomará el criterio de ocho centímetros de peralte por cada metro de luz, es decir $0.08*6.00 = 0.48$ metros.

Si se propone una columna de 0.30 m se tiene entonces una luz libre máxima de la viga de $6.00 - 0.30 = 5.70$

$$5.70/24 = 0.24, \text{ se opta } 0.60 \text{ m.}$$

2.2.6.3.Losas

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como para transmitir cargas verticales y 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 calcular el peralte de la losa se realiza de la siguiente manera. 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 losa, por tanto se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

Para losas en dos direcciones, ACI recomienda:

Espesor (t) de Losa = (perímetro de losa) / 180

$$t \text{ Losa} = (4.10*2 + 6.00*2) / 180 = \mathbf{0.11},$$

El espesor de losa = 0.11 m

2.2.6.4.Cimientos

Para la cimentación se usan zapatas aisladas y combinadas. El método de predimensionamiento se incluye en el diseño de las zapatas.

Con los resultados obtenidos anteriormente del predimensionamiento y tomando en cuenta la distribución arquitectónica, se presenta a continuación la planta típica acotada con su respectiva distribución de las columnas y vigas, de la edificación escolar que se analiza y diseña estructuralmente en el resto del capítulo.

Figura 71. Planta típica. Edificio de aulas nivel 1 y 2.

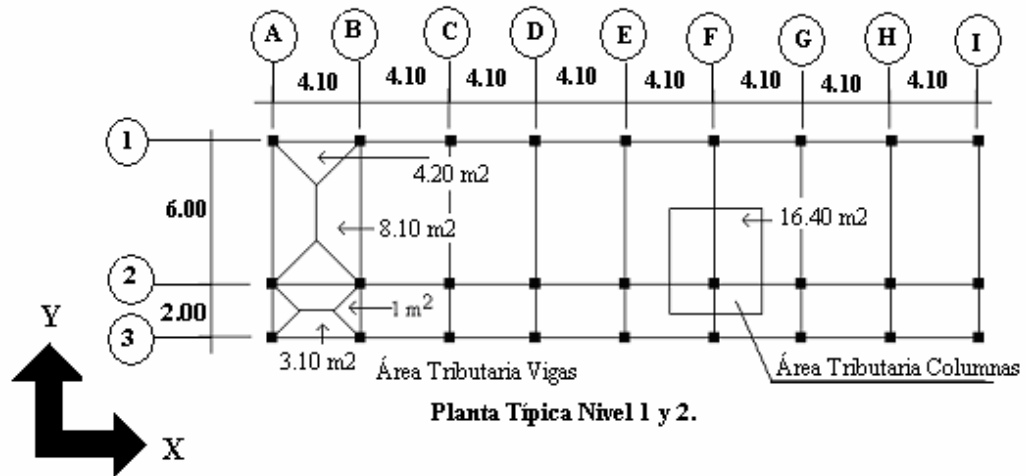


Figura 72. Elevación marco típico, sentido Y.

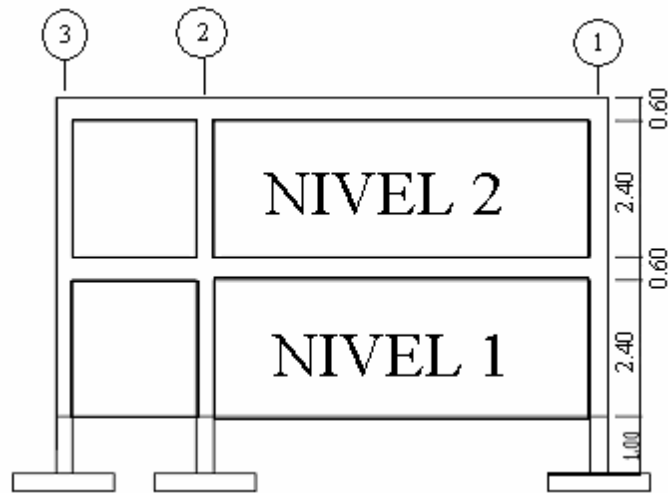
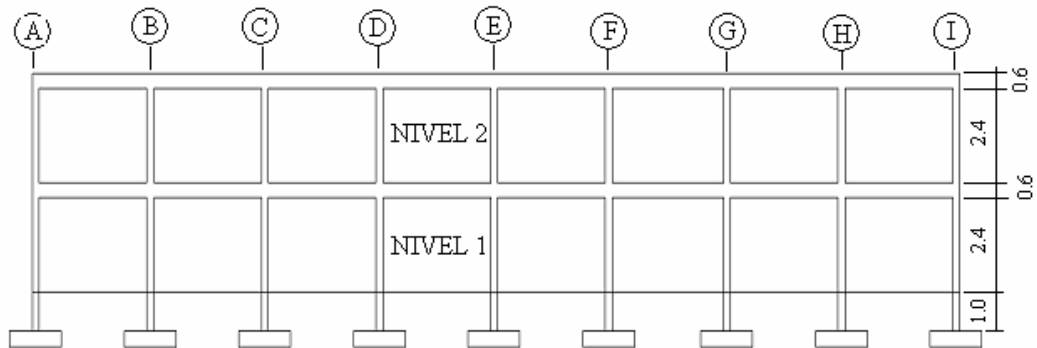


Figura 73. Elevación marco típico, sentido X.



2.2.7. Modelos matemáticos de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

El modelo matemático de un marco dúctil, es una gráfica que representa tanto la forma de las cargas que soporta el marco, y sirven para hacer el análisis estructural. Por la similitud de los marcos en geometría y de las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos.

2.2.8. Análisis de cargas

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales. Las cargas muertas, son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas, consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar su ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado.

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de presión y succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución.

2.2.9. Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

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

Carga muerta (CM)

Peso del concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Peso de acabados = 60 Kg/m^2

Peso de muros = 250 Kg/m^2

Peso de piso = 144 Kg/m^2

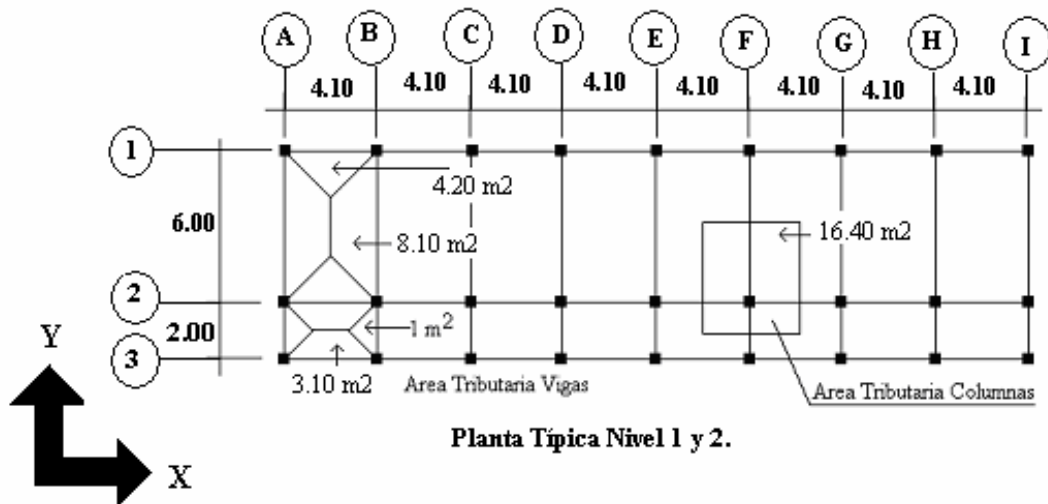
Carga viva (CV)

En techo = 100 Kg/m^2

En pasillo = 500 Kg/m^2

En aulas = 300 Kg/m^2

Figura 74. Planta típica, edificio escolar.



2.2.10. Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

También llamadas cargas por gravedad, como se describió anteriormente, se divide en carga viva y carga muerta. La carga viva, son cargas ocasionales, tales como el peso de personas, etc., la carga muerta, es aquella que permanece constante, inamovible y permanente dentro de una estructura, generalmente está constituida por el peso propio de los elementos que integra la estructura.

a. Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = (\text{Largo} \cdot \text{Ancho} \cdot \text{espesor de losa} \cdot \text{peso del concreto}) + (\text{Largo} \cdot \text{Ancho} \cdot \text{peso del piso})$$

$$W_{\text{losa}} = ((32.8\text{m} \cdot 8.00\text{m} \cdot 0.11\text{m} \cdot 2400\text{Kg/m}^3) + (32.8\text{m} \cdot 8.00\text{m} \cdot 144\text{Kg}))$$

$$W_{\text{losa}} = \mathbf{107,059.2 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{vigas}} = (\text{base} \cdot \text{altura} \cdot \text{largo} \cdot \text{peso del concreto}) \text{ usando una viga de } 0.3 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m}$$

$$W_{\text{vigas}} = (0.3\text{m} \cdot 0.6\text{m} \cdot 2400 \text{ Kg/m}^3) ((4.10 \cdot 8 \cdot 3) + (8 \cdot 9))$$

$$W_{\text{vigas}} = \mathbf{73,612.8 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{columna}} = (\text{Área} \cdot \text{altura} / 2 \cdot \text{peso del concreto} \cdot \text{total de columnas del nivel})$$

$$W_{\text{columna}} = (0.30\text{m} \cdot 0.30\text{m} \cdot 1.50\text{m} \cdot 2400\text{Kg/m}^3 \cdot 27) = \mathbf{8,748 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{acabados}} = (32.80\text{m} \cdot 8.0\text{m} \cdot 60\text{Kg/m}^2) = \mathbf{15,744 \text{ Kg}}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{columna}} + W_{\text{acabados}}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = \mathbf{205,164 \text{ Kg}}$$

Carga viva

$$CV = (\text{Área Tributaria} * \text{Carga viva})$$

$$CV = (33\text{m} * 8.0\text{m} * 100\text{Kg/m}^2) = \mathbf{26,400 \text{ Kg}}$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 205,164 \text{ Kg} + 0.25 (26,400 \text{ Kg}) = \mathbf{211,764.4 \text{ Kg}}$$

b. Primer nivel

Peso del piso 144 Kg/m^2

Peso de muros 250 Kg/m^2

$$W_{\text{losa}} = (0.11\text{m} * 2400\text{Kg/m}^3 + 144\text{Kg/m}^2 + 250\text{Kg/m}^2)(32.8\text{m} * 8.0\text{m})$$

$$\mathbf{W_{\text{losa}} = 172,659.2 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{W_{\text{vigas}} = 73,612.8 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.30\text{m} * 0.30\text{m} * (4\text{m} + 1.50\text{m}) * 2400\text{Kg/m}^3 * 27) = \mathbf{32,076 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{acabados}} = \mathbf{15,744 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{\text{Total de la carga muerta} = 294,092 \text{ Kg}}$$

Carga viva

$$CV = (300\text{Kg/m}^2 * 32.8\text{m} * 6.0\text{m}) + (500\text{Kg/m}^2 * 2\text{m} * 32.80\text{m}) = \mathbf{91,840 \text{ Kg}}$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 294,092 \text{ Kg} + 0.25 (91,840 \text{ Kg}) = \mathbf{317,052 \text{ Kg}}$$

Resumen

$$\mathbf{W \text{ del primer nivel} = 317,052 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{W \text{ del segundo nivel} = 211,764.4 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{\text{Peso total} = 528,816.4 \text{ Kg}}$$

2.2.11. Cargas horizontales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

Existen dos fuerzas horizontales, viento y sismo, a las que está expuesto comúnmente un edificio. Regularmente, se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente.

Guatemala es un país con riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas al edificio de aulas, se aplicó el método SEAOC, de la manera siguiente:

2.2.12. Método SEAOC – edificio de aulas (cálculo del corte basal)

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. Para obtener su valor se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

- Z** Coeficiente que depende de la zona sísmica.
- I** Coeficiente que depende de la importancia de la estructura y sus características, después de un evento sísmico.
- C** Coeficiente que depende del período natural de vibración de la estructura.
- S** Coeficiente que depende del tipo de suelo de cimentación. Si se desconoce usar 1.50 y chequear que $C*S \leq 0.14$, si el producto de estos coeficientes excede este valor, utilizar $C*S = 0.14$.
- K** Coeficiente que dependiente del tipo del sistema estructural usado. Refleja la ductilidad de la estructura.
- W** Peso propio de la estructura más el 25% de las carga vivas.

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

2.2.12.1. Corte basal en el sentido X de la estructura:

$Z = 1$ para la zona central de la República

$I = 1.30$ para edificios de instituciones educativas

$K = 0.67$ para marco dúctiles

$C = 1/15\sqrt{T}$ donde c no puede ser mayor de 0.12 y de serlo se utiliza 0.12 y

$$T = 0.0906H / \sqrt{B}$$

H = altura del edificio en metros

B = base del edificio en metros

Entonces:

$$T = 0.0906 * 7.00 / \sqrt{32.80} = 0.1107 \text{ s.}$$

$$C = 1 / (15 * \sqrt{0.1107}) = 0.20 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

$S = 1.50$ porque no se conoce el valor de S , se utiliza el mayor valor permitido. El valor de CS debe ser menor a 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede este valor se debe tomar 0.14 el valor conjunto de CS

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18 \text{ entonces se toma } 0.14$$

$$V = (1 * 1.30 * 0.67 * 0.14 * 528,816.4 \text{ Kg}) = 64,483.87 \text{ Kg.}$$

$$V = \mathbf{64,483.87 \text{ Kg}}$$

2.2.12.2. Corte basal en el sentido Y de la estructura:

En el otro sentido el valor que podría variar es C por lo que se calcula:

$$T = 0.0906 * 7.00 / \sqrt{8.0} = 0.224 \text{ s}$$

$$C = 1 / (15 * \sqrt{0.224}) = 0.14 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18 \text{ entonces se toma } 0.14$$

Debido a que estos valores no varían respecto al sentido de x, el corte basal es el mismo para ambas direcciones.

2.2.12.3. Fuerzas por nivel

La fuerza total lateral V puede ser distribuida en toda la altura de la estructura de acuerdo a la fórmula dada en la sección I(E) del código SEAOC:

Donde

V = corte basal

Ft = fuerza en la cúspide o techo

Fi = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en la sección I(E) del código SEAOC:

Si $T < 0.25$ segundos; $F_t = 0$

Si $T > 0.25$ segundos; $F_t = 0.07 TV$

Donde

T = período natural o fundamental de la estructura

Por lo tanto, el valor de la fuerza, es decir, del corte basal V, puede ser distribuida en los niveles de la estructura, según la fórmula:

$$F_i = \frac{(V - Ft) * W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

W_i = peso de cada nivel

H_i = altura de cada nivel medida desde la cimentación

Para el peso de las columnas hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- c. El peso de las columnas del primer nivel debe tomarse desde la cimentación hasta la mitad de las columna del segundo nivel.
- d. El peso de las columnas intermedias se debe tomar de la mitad de la columna del nivel inferior a la mitad de la columna del nivel superior.

Tabla XXXVI. Peso-metro de la estructura por nivel.

NIVEL	W _i (Kg.)	H _i (mts)	W _i *H _i (Kg.-m)
1	317,052	4	1,268,208
2	211,764.4	7	1,482,350.8
SUMATORIA			2,750,558.8

Fuerza en la cúspide Ft = 0

$$\text{Fuerza por nivel (F}_i\text{)} = \frac{(V - Ft) * W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Fuerza por nivel

$$F_1 = \frac{(64,483.87 - 0) * (1,268,208)}{2,750,558.8}$$

$$F_1 = 29,731.76 \text{ Kg}$$

$$F2 = (64,483.87 - 0) * (1,482,350.8) / 2,750,558.8$$

$$F2 = 34,752.11 \text{ Kg}$$

A manera de aprobación: $V = Ft + F2 + F1 = 64,483.87 \text{ Kg}$. la sumatoria de las fuerzas de los niveles da el mismo valor que el corte basal. Por lo tanto cumple.

Figura 75. Fuerza por nivel sentido Y.

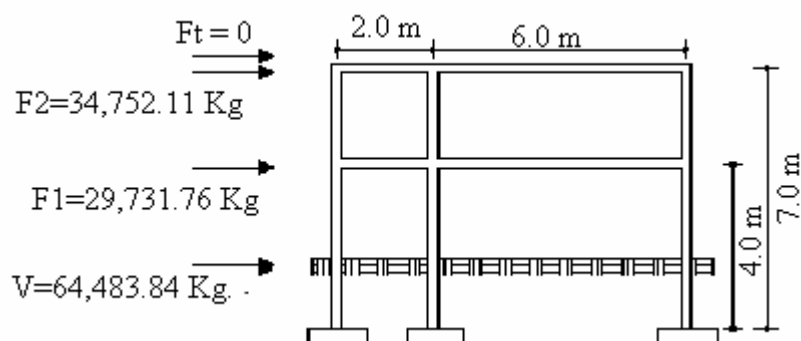
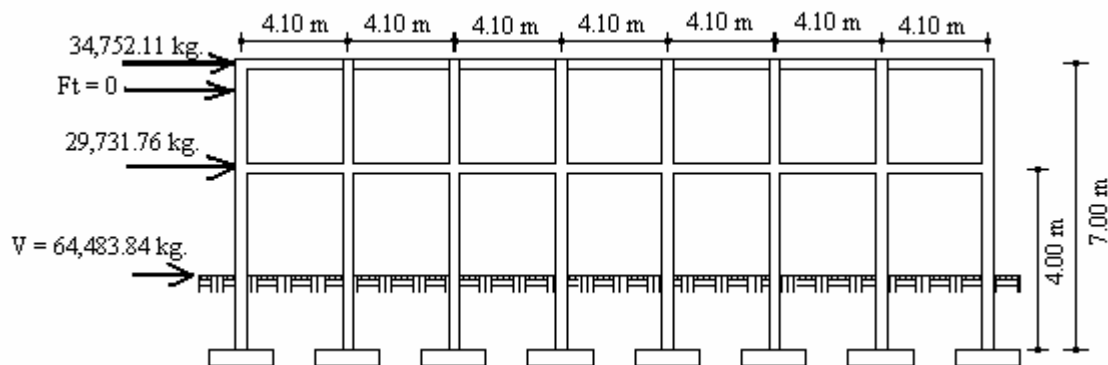


Figura 76. Fuerza por nivel sentido X.

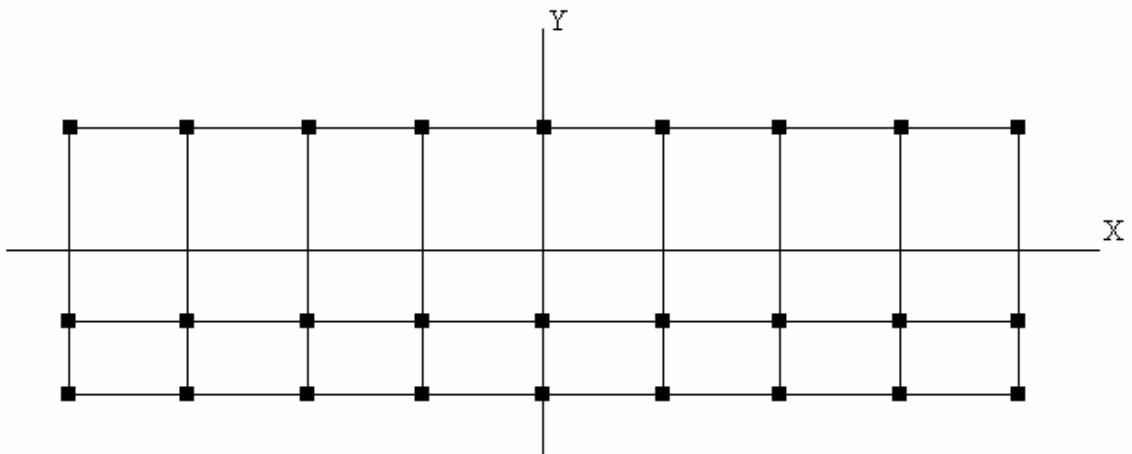


2.2.12.4. Fuerza por marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

En las estructuras se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marcos espaciados están simétricamente colocados.

Si los marcos espaciados son asimétricos se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i proporcional a la rigidez de los marcos.

Figura 77. Simetría del edificio escolar.



a. Fuerzas por marcos Y - Y

Como se puede observar el edificio es simétrico en el sentido Y, por lo que la fuerza por marco será igual al producto de la división de la fuerza de piso entre el número de marcos en el sentido y.

Segundo nivel

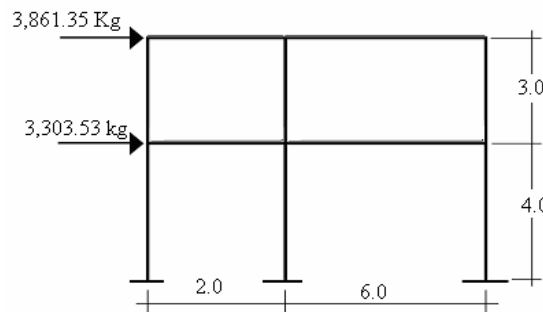
La fuerza del segundo nivel debe incluir F_t

$$F_m = (F_2 + F_t) / \text{número de marcos} = (34,752.11 + 0) / 9 = 3,861.35 \text{ Kg}$$

Primer nivel

$$F_m = F_1 / \text{número de marcos} = 29,731.76 / 9 = 3,303.53 \text{ Kg.}$$

Figura 78. Fuerzas en el marco Y.



b. Fuerza por marco X - X

Se observa que no existe simetría en el sentido X, porque el centro de masa tiene dos marcos abajo y un marco arriba, por lo que hay torsión. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y lo debido a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, con éstas determinadas por las fuerzas correspondientes a un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a su rigidez.

Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y por lo tanto, la ecuación de la rigidez a usar.

Voladizo: Se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{Ph^3/3EI + 1.2Ph/AG}$$

Doblemente empotrado: Se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{Ph^3/12EI + 1.2Ph/AG}$$

Donde:

P = carga asumida, generalmente 10,000 Kg

h = altura del muro o columna analizada

E = módulo de elasticidad del concreto ($15,100 \sqrt{f'c}$)

I = inercia del elemento

A = sección transversal del muro o columna analizada

G = módulo de rigidez (0.40 E)

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM, se produce excentricidad en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

La excentricidad se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez.

2.2.12.5. Fuerzas del marco por torsión

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza de torsión F_i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos F_i' (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' \frac{+}{-} F_i''$$

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

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

$$F_i'' = (e * F_n) / E_i$$

$$E_i = \sum (K_{mdi})^2 / K_m d_i$$

Donde:

K_m = rigidez del marco

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

d_i = distancia del CR a marco considerado

F_n = Fuerza por nivel

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

e = excentricidad

a) Segundo nivel

Rigidez de columna x-x se utiliza la fórmula de voladizo por ser último nivel

$$K = \frac{1}{Ph^3/3EI + 1.2Ph/AG}$$

$$K = \frac{1}{10,000*300^3/(3*15,100\sqrt{210}*1/12*30^4) + 1.2*10,000*300/(30^2*0.4*15,100\sqrt{210})}$$

$$K = 0.16$$

Como las secciones de las columnas son las mismas en los marcos entonces:

$$K_m = 0.16*9, \quad K_m = 1.44$$

Tabla XXXVII. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel.

Marco	K	L	KL
1	1.44	8.00	11.52
2	1.44	2.00	2.88
3	1.44	0.00	0.00
Sumatoria	4.32		14.40

CR = centro de rigidez

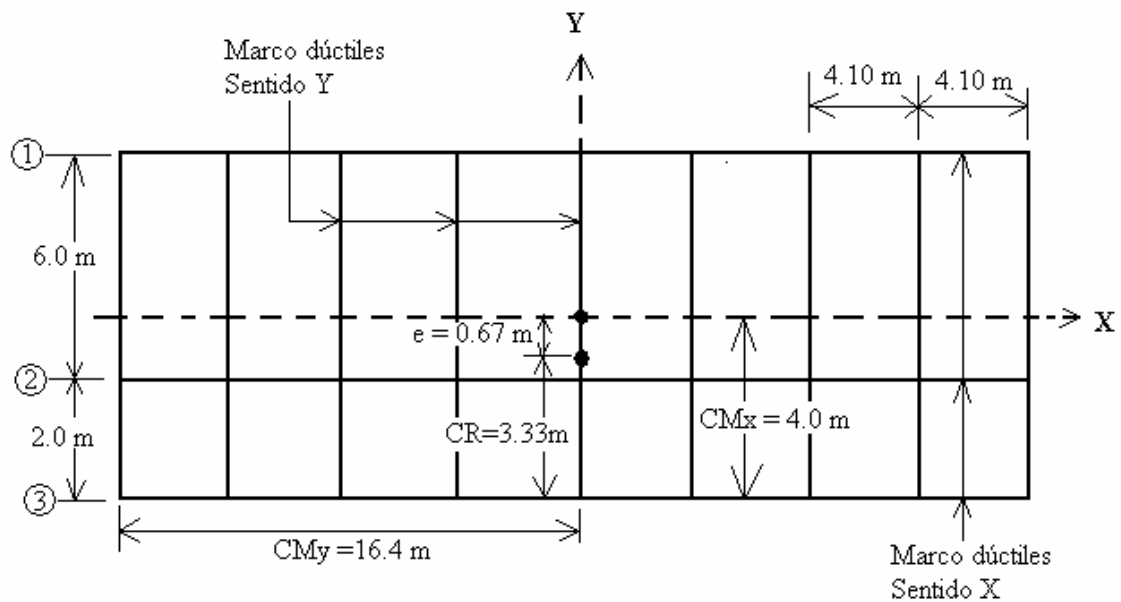
$$CR = KL/K = 14.40/4.32 = 3.333$$

$$CM_x = 8.0/2 = 4.0$$

$$C_{m_y} = 32.8/2 = 16.4$$

$$e = CM - CR = 4.0 - 3.333 = 0.67$$

Figura 79. Centro de rigidez y centro de masa.



$$D_i 1 = 8 - 3.33 = 4.67 \text{ (como esta arriba del eje X, se toma como positivo)}$$

$$D_i 2 = 3.33 - 2 = 1.33 \text{ (como esta bajo del eje X, se toma como negativo)}$$

$$D_i 3 = 3.33 \text{ (como esta bajo del eje X, se toma como negativo)}$$

Tabla XXXVIII. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel.

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi)²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	1.44	4.667	6.72	45.16	10.698	11,584.04	2,176.39	13,760.43
2	1.44	-1.333	-1.92	3.69	-37.44	11,584.04	-621.98	10,962.06
3	1.44	-3.33	-4.80	23.04	-14.98	11,584.04	-1,554.41	10,029.63
	4.32			71.89		34,752.12		34,752.12

$$E_i = \sum (K_m d_i)^2 / K_m d_i \Rightarrow E_i 1 = 71.89 / 6.72 = 10.698$$

$$E_i 2 = 71.89 / -1.92 = -37.44 \quad E_i 3 = 71.89 / -4.80 = -14.98$$

$$F_i' = \frac{(K_m * F_n)}{\sum K_i} \Rightarrow F_i' = (1.44 * 34,752.11) / 4.32 = 11,584.04 \text{ Kg.}$$

$$F_i'' = (e * F_n) / E_i \Rightarrow F_i'' 1 = (0.67 * 34,752.11) / 10.698 = 2,176.39$$

$$F_i'' 2 = (0.67 * 34,752.11) / -37.44 = -621.98$$

$$F_i'' 3 = (0.67 * 34,752.11) / -14.98 = -1,554.41$$

$$F_m = F_i' \begin{matrix} + \\ - \end{matrix} F_i'' \text{ (se suma algebraicamente, dependiendo el signo de } F_i'')$$

$$F_m 1 = 11,584.04 + 2,176.39 = 13,760.43 \quad F_m 2 = 11,584.04 - 621.98 = 10,962.06$$

$$F_m 3 = 11,584.04 - 1,554.41 = 10,029.63$$

Si el valor $F_m < F_i''$ se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor $F_m > F_i''$, F_m será el valor del marco analizado. Es decir que, se toman los valores críticos.

b) Primer nivel

La rigidez de la columna se trabaja como doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio multinivel.

$$K_c = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{(12 * 15,100 \sqrt{210} * 1 / 12 * 30^4)} + 1.2 * 10,000 * 300 / (30^2 * 0.4 * 15,100 \sqrt{210})}$$

$$K_c = 0.637$$

La rigidez del marco es

$$K_m = k_{c1} + k_{c2} + k_{c3} + k_{c4} + k_{c5} + k_{c6} + k_{c7} + k_{c8} + k_{c9} = 9k_c = 5.736$$

Tabla XXXIX. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel.

Marco	K	L	KL
1	5.736	8.00	45.89
2	5.736	2.00	11.47
3	5.736	0.00	0.00
Sumatoria	17.208		57.36

CR = centro de rigidez

$$CR = KL/K = 57.36/17.208 = 3.33$$

$$CM_x = 8.00/2 = 4.00$$

$$C_{my} = 32.8/2 = 16.4$$

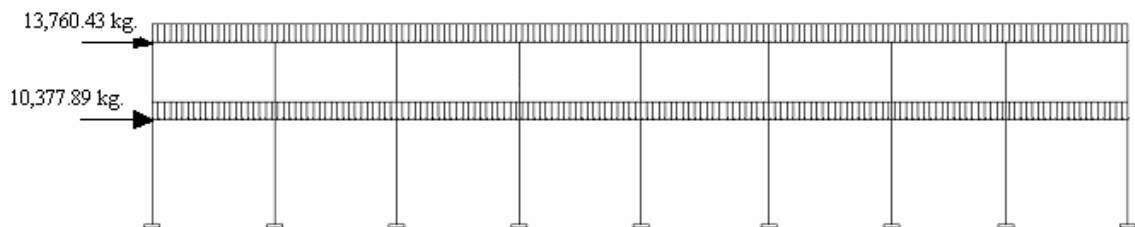
$$e = CM - CR = 4.00 - 3.33 = 0.67$$

El procedimiento es el mismo que el anterior, en la siguiente tabla se muestra el resultado.

Tabla XL. Fuerza por marco por torsión del primer nivel.

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	5.736	4.667	26.787	717.54	42.618	9,910.59	467.30	10,377.89
2	5.736	-1.333	-7.648	58.49	-149.27	9,910.59	-133.56	9,777.03
3	5.736	-3.33	-19.12	365.57	-59.71	9,910.59	-333.74	9,576.85
	17.208			1141.60		29,731.77		29,731.77

Figura 80. Fuerzas en el marco X.



2.2.12.6. Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

$$\text{Losa} = (2400 \text{ Kg/m}^3)(0.11\text{m}) = 264 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Muros divisorio y tabiques} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = (2400 \text{ Kg./m}^3 * 0.6\text{m} * 0.3\text{m}) = 432 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = 100 \text{ Kg/m}^2 \text{ en techos; } 350 \text{ Kg/m}^2 \text{ en aulas y } 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ en pasillos.}$$

Áreas tributarias

$$A1 = (4.1\text{m} * 2.05\text{m}) * 0.50 = 4.20 \text{ m}^2$$

$$A2 = (6.0\text{m} + 1.9\text{m}) / 2 * 2.05\text{m} = 8.10 \text{ m}^2$$

$$A3 = (4.10\text{m} + 2.10\text{m}) / 2 * 1\text{m} = 3.10 \text{ m}^2$$

$$A4 = (2\text{m} * 1\text{m}) * 0.50 = 1.00 \text{ m}^2$$

2.2.12.7. Cálculo de cargas sobre el marco 2 - eje X

Segundo nivel: Aquí no se incluye el peso de los muros y tabiques.

$$\text{CM} = \text{peso de losa} + \text{peso propio de viga}$$

$$\text{CM} = (264\text{kg/m}^2 / 4.10\text{m}) (4.20\text{m}^2 + 3.10\text{m}^2) + 432\text{kg/m}$$

$$\text{CM} = 902.05 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CV} = (100\text{kg/m}^2 / 4.10\text{m}) (4.20\text{m}^2 + 3.10\text{m}^2)$$

$$\text{CV} = 178.05 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CU} = \text{CM} + \text{CV} = 902.05 \text{ Kg/m} + 178.05 \text{ Kg/m} = \mathbf{1,080.10 \text{ Kg/m}}$$

Primer nivel: Tomando en cuenta los muros y tabiques

$$\text{Peso losa} + \text{peso muros} + \text{peso tabiques} = 264 \text{ Kg./m}^2 + 250 \text{ Kg./m}^2 = 514 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{CM} = (514\text{kg/m}^2 / 4.10\text{m}) (4.20\text{m}^2 + 3.10 \text{ m}^2) + 432\text{kg/m}$$

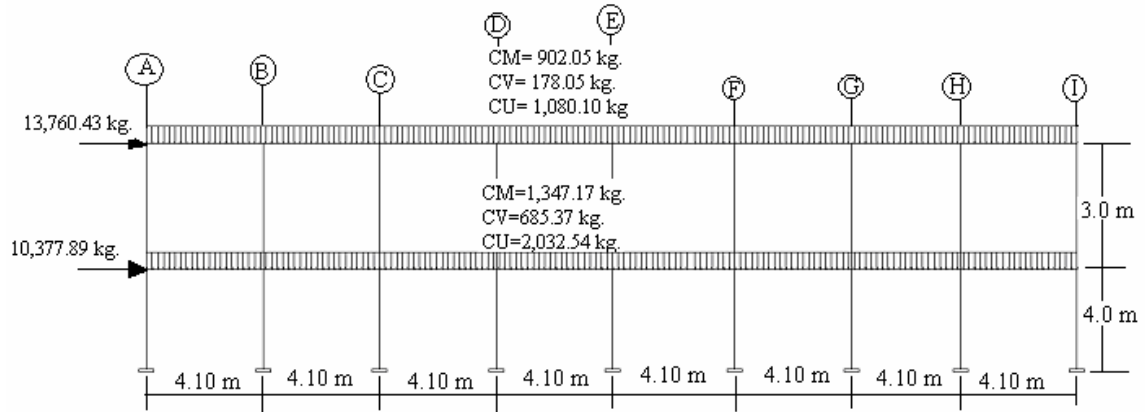
$$\text{CM} = 1,347.17 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CV} = (300\text{kg/m}^2 * 4.20\text{m}^2) / 4.1\text{m} + (500\text{kg/m}^2 * 3.10\text{m}^2) / 4.10\text{m}$$

$$CV = 685.37 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,347.17 \text{ Kg/m} + 685.37 \text{ Kg/m} = \mathbf{2,032.54 \text{ Kg/m}}$$

Figura 81. Fuerzas y cargas en marco sentido X.



2.2.12.8. Cálculo de cargas sobre el marco típico-eje Y

Segundo nivel: Tramo 1-2

$$CM = (264\text{kg/m}^2 / 6\text{m}) (2 \cdot 8.10\text{m}^2) + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 1,144.80 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 2(100\text{kg/m}^2)(8.10\text{m}^2) / 6\text{m}$$

$$CV = 270 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,144.80 \text{ Kg/m} + 270 \text{ Kg/m} = \mathbf{1,414.80 \text{ Kg/m}}$$

Tramo 2-3

$$CM = (2 \cdot 264\text{kg/m}^2 \cdot 1\text{m}^2) / 2\text{m} + 432 \text{ Kg/m}$$

$$CM = 696 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (2 \cdot 100\text{kg/m}^2 \cdot 1\text{m}^2) / 2\text{m}$$

$$CV = 100 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 696 \text{ Kg/m} + 100 \text{ Kg/m} = \mathbf{796 \text{ Kg/m}}$$

Primer nivel: Tramo 1-2

Tomando en cuenta los muros y tabiques

$$\text{Peso losa} + \text{peso muros} + \text{peso tabiques} = 264 \text{ Kg./m}^2 + 250 \text{ Kg./m}^2 = 514 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{CM} = (514 \text{ kg/m}^2)(2 \cdot 8.10 \text{ m}^2)/6 \text{ m} + 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 1,819.8 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CV} = (2 \cdot 300 \text{ kg/m}^2)(8.10 \text{ m}^2)/6 \text{ m}$$

$$\text{CV} = 810 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CU} = \text{CM} + \text{CV} = 1,819.8 \text{ Kg/m} + 810 \text{ Kg/m} = \mathbf{2,629.80 \text{ Kg/m}}$$

Tramo 2-3

$$\text{CM} = (2 \cdot 264 \text{ kg/m}^2)(1 \text{ m}^2)/2 \text{ m}$$

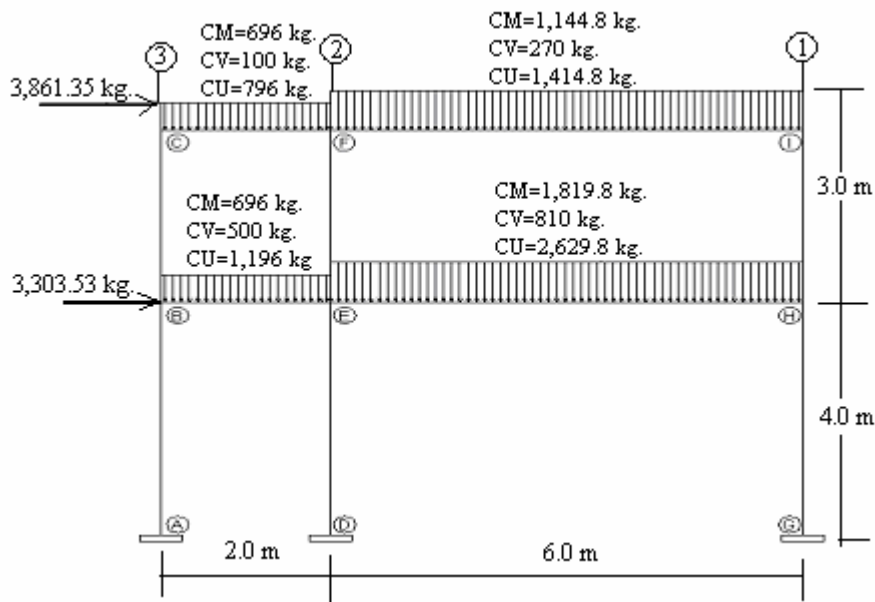
$$\text{CM} = 696 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CV} = (500 \text{ kg/m}^2)(1 \text{ m}^2 + 1 \text{ m}^2)/2 \text{ m}$$

$$\text{CV} = 500 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CU} = \text{CM} + \text{CV} = 696 \text{ Kg/m} + 500 \text{ Kg/m} = \mathbf{1,196 \text{ Kg/m}}$$

Figura 82. Fuerzas y cargas en marco sentido Y.



2.2.13. Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de Kani

Luego de la integración total de cargas, se procede al análisis estructural para la determinación de las fuerzas y deformaciones que se presenta en la estructura a través del método de Kani.

2.2.13.1. Resumen general del 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 columna.

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

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

- **Determinación de fuerzas de sujeción (H)**, estas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n)**, se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$Q_n = \sum H$$

- **Cálculo de momentos de piso (M_n)**, estos se calculan cuando se hace el análisis con la fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil 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})**

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

$$L \text{ longitud de elemento}$$

- **Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{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 la fuerzas horizontales aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

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

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

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

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

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

$$M''_{ik} = V_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por fuerzas horizontales}$$

➤ **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 lo momentos positivos en vigas ($M_{ik(+)}$)**

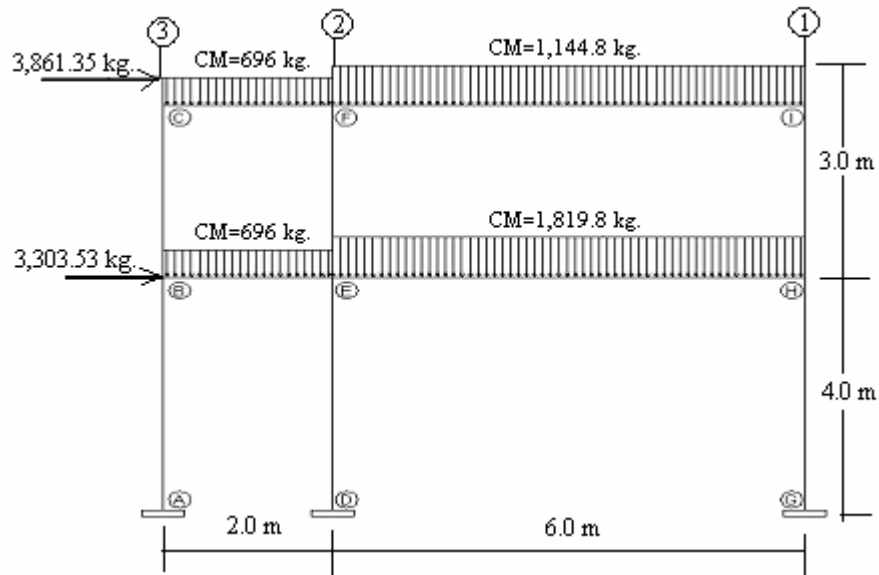
$$M_{ik(+)} = WL^2 / 8 - (M_{i(-)} + M_{k(-)}) / 2$$

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

2.2.13.2. Método de Kani – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y

Figura 83. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y – carga muerta.



➤ **Cálculo de momentos fijos (MF_{ik})**

Para cargas distribuidas uniformemente $MF = +/- WL^2 / 12$

$$MF_{BE} = - (696 * 2.00^2) / 12 = -232 \text{ kg-m} = MF_{EB} = 232 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CF} = - (696 * 2.00^2) / 12 = -232 \text{ kg-m} = MF_{FC} = 232 \text{ kg-m}$$

$$MF_{EH} = - (1,819.8 * 6.0^2) / 12 = -5,459.4 \text{ kg-m} = MF_{HE} = 5,459.4 \text{ kg-m}$$

$$MF_{FI} = - (1,144.8 * 6.0^2) / 12 = -3,432 \text{ kg-m} = MF_{IF} = 3,432 \text{ kg-m}$$

➤ **Cálculo de momentos de sujeción** $M_S = \sum (MF_{ik})$

$$\text{Nudo B} = MF_{BE} = -232 \text{ kg-m} \quad \text{Nudo I} = MF_{IF} = 3,432 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo C} = MF_{CF} = -232 \text{ kg-m} \quad \text{Nudo H} = MF_{HE} = 5,459.4 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo E} = MF_{EH} + MF_{EB} = -5,459.4 + 232 = -5,227.4 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo F} = MF_{FI} + MF_{FC} = -3,432 + 232 = -3,200 \text{ kg-m}$$

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

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

$$I_{VIGA} = (30 * 60^3) / 12 = 540,000 \text{ cm}^4$$

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

Inercia relativas $I_{COLUMNA} = 1$

$$I_{VIGA} = 540,000 / 67,500 = 8 I$$

Rigidez

Columnas: Nivel 1 = $K_{AB} = K_{BA} = K_{DE} = K_{ED} = K_{GH} = K_{HG} = 1/4 = 0.25$

Nivel 2 = $K_{BC} = K_{CB} = K_{EF} = K_{FE} = K_{HI} = K_{IH} = 1/3 = 0.33$

Vigas: Tramo 2-3 = $K_{CF} = K_{FC} = K_{BE} = K_{EB} = 8/2 = 4$

Tramo 1-2 = $K_{FI} = K_{IF} = K_{EH} = K_{HE} = 8/6.0 = 1.33$

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

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

Nudo a = Nudo d = Nudo g = 0

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

$= -1/2 (0.25 / 0.25 + 0.33 + 4) = -0.027$

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

$= -1/2 (0.33 / 0.25 + 0.33 + 4) = -0.036$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{BE}} &= -1/2 (K_{\text{BE}}/K_{\text{BA}} + K_{\text{BC}} + K_{\text{BE}}) = \\ &= -1/2 (4/0.25 + 0.33 + 4) = -0.437\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nudo c: } \mu_{\text{CB}} &= -1/2 (K_{\text{CF}}/K_{\text{CF}} + K_{\text{CB}}) = \\ &= -1/2 (0.33/0.33 + 4) = -0.038\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{CF}} &= -1/2 (K_{\text{CB}}/K_{\text{CF}} + K_{\text{CB}}) = \\ &= -1/2 (4/0.33 + 4) = -0.462\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nudo e: } \mu_{\text{EB}} &= -1/2 (K_{\text{EB}}/K_{\text{EB}} + K_{\text{EF}} + K_{\text{EH}} + K_{\text{ED}}) = \\ &= -1/2 (4/4 + 0.33 + 1.33 + 0.25) = -0.34\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{EF}} &= -1/2 (K_{\text{EB}}/K_{\text{EB}} + K_{\text{EF}} + K_{\text{EH}} + K_{\text{ED}}) = \\ &= -1/2 (0.33/4 + 0.33 + 1.33 + 0.25) = -0.03\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{EH}} &= -1/2 (K_{\text{EB}}/K_{\text{EB}} + K_{\text{EF}} + K_{\text{EH}} + K_{\text{ED}}) = \\ &= -1/2 (1.33/4 + 0.33 + 1.33 + 0.25) = -0.11\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{ED}} &= -1/2 (K_{\text{EB}}/K_{\text{EB}} + K_{\text{EF}} + K_{\text{EH}} + K_{\text{ED}}) = \\ &= -1/2 (0.25/4 + 0.33 + 1.33 + 0.25) = -0.02\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nudo f: } \mu_{\text{FC}} &= -1/2 (K_{\text{FC}}/K_{\text{FC}} + K_{\text{FE}} + K_{\text{FI}}) = \\ &= -1/2 (4/4 + 0.33 + 1.33) = -0.35\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{FE}} &= -1/2 (K_{\text{FE}}/K_{\text{FC}} + K_{\text{FE}} + K_{\text{FI}}) = \\ &= -1/2 (0.33/4 + 0.33 + 1.33) = -0.03\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{FI}} &= -1/2 (K_{\text{FI}}/K_{\text{FC}} + K_{\text{FE}} + K_{\text{FI}}) = \\ &= -1/2 (1.33/4 + 0.33 + 1.33) = -0.12\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nudo i: } \mu_{\text{IF}} &= -1/2 (K_{\text{IF}}/K_{\text{IF}} + K_{\text{IH}}) = \\ &= -1/2 (1.33/0.33 + 1.33) = -0.4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{IH}} &= -1/2 (K_{\text{IH}}/K_{\text{IF}} + K_{\text{IH}}) = \\ &= -1/2 (0.33/0.33 + 1.33) = -0.1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nudo h: } \mu_{\text{HI}} &= -1/2 (K_{\text{EB}}/K_{\text{HI}} + K_{\text{HE}} + K_{\text{HG}}) = \\ &= -1/2 (0.33/0.33 + 1.33 + 0.25) = -0.086\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{HE}} &= -1/2 (K_{\text{HE}}/K_{\text{HI}} + K_{\text{HE}} + K_{\text{HG}}) = \\ &= -1/2 (1.33/0.33 + 1.33 + 0.25) = -0.348\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{HG} &= -1/2 (K_{HG}/K_{HI} + K_{HE} + K_{HG}) = \\ &= -1/2 (0.25/0.33 + 1.33 + 0.25) = -0.066\end{aligned}$$

➤ **Cálculo de factores de corrimiento** $V = -3/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$

$$\begin{aligned}\text{Nivel 1: } V_{AB} &= -3/2 (K_{AB}/K_{AB} + K_{DE} + K_{GH}) = \\ V_{AB} &= -3/2 (0.25/0.25 + 0.25 + 0.25) = -0.50 \\ V_{AB} &= V_{DE} = V_{GH} = -0.50\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nivel 2: } V_{BC} &= -3/2 (K_{BC}/K_{BC} + K_{EF} + K_{HI}) = \\ V_{BC} &= -3/2 (0.33/0.33 + 0.33 + 0.33) = -0.50 \\ V_{BC} &= V_{EF} = V_{HI} = -0.50\end{aligned}$$

➤ **Influencias de giro** (M'_{ik}). Primera iteración (vigas)

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

$$\begin{aligned}\text{Nudo b: } M'_{BA} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.027 (-232 + (0 + 0 + 0)) = 6.264 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{BC} &= \mu_{BC} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.036 (-232 + (0 + 0 + 0)) = 8.35 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{BE} &= \mu_{BE} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.437 (-232 + (0 + 0 + 0)) = 101.384 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nudo c: } M'_{CB} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.038 (-232 + (8.35 + 0)) = 8.50 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M'_{CF} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.462 (-232 + (8.35 + 0)) = 103.33 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Nudo f: } M'_{FC} &= \mu_{FC} (M_{SF} + (M'_{CF} + M'_{FI} + M'_{FE} + M''_{FC} + M''_{DE})) \\ &= -0.35 (-3200 + (103.33 + 0 + 0)) = 1083.83 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

$$M'_{FI} = \mu_{FI} (M_{SF} + (M'_{CF} + M'_{FI} + M'_{FE} + M''_{FC} + M''_{DE}))$$

$$= - 0.12 (-3200 + (103.33 + 0 + 0)) = 371.60 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{FE} = \mu_{FE} (M_{SF} + (M'_{CF} + M'_{FI} + M'_{FE} + M''_{FC}))$$

$$= - 0.03 (-3200 + (103.33 + 0 + 0 + 0)) = 92.90 \text{ Kg-m}$$

Nudo i: $M'_{IF} = \mu_{IF} (M_{SI} + (M'_{FI} + M'_{IH} + M''_{IH}))$

$$= - 0.4 (3432 + (371.6 + 0)) = -1,521.44 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{IH} = \mu_{IH} (M_{SI} + (M'_{FI} + M'_{IH} + M''_{IH}))$$

$$= - 0.1 (3432 + (371.6 + 0)) = -380.36 \text{ Kg-m}$$

Nudo h: $M'_{HI} = \mu_{HI} (M_{SH} + (M'_{IH} + M'_{EH} + M'_{GH} + M''_{IH} + M''_{HG}))$

$$= - 0.086 (5459.40 + (-380.36 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -436.80 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{HE} = \mu_{HE} (M_{SH} + (M'_{IH} + M'_{EH} + M'_{GH} + M''_{IH} + M''_{HG}))$$

$$= - 0.348 (5459.40 + (-380.36 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -1,767.51 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{HG} = \mu_{HG} (M_{SH} + (M'_{IH} + M'_{EH} + M'_{GH} + M''_{IH} + M''_{HG}))$$

$$= - 0.066 (5459.40 + (-380.36 + 0 + 0 + 0 + 0)) = -335.22 \text{ Kg-m}$$

Nudo e: $M'_{EH} = \mu_{EH} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE}))$

$$= - 0.11 (-5,227.40 + (92.90 -1767.51 + 101.38 + 0 + 0 + 0)) = 748.07 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{EF} = \mu_{EF} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE}))$$

$$= - 0.03 (-5,227.40 + (92.90 -1767.51 + 101.38 + 0 + 0 + 0)) = 204.02 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{EB} = \mu_{EB} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE}))$$

$$= - 0.34 (-5,227.40 + (92.90 -1767.51 + 101.38 + 0 + 0 + 0)) = 2312.21 \text{ Kg-m}$$

$$M'_{ED} = \mu_{ED} (M_{SE} + (M'_{FE} + M'_{HE} + M'_{BE} + M'_{DE} + M''_{FE} + M''_{DE}))$$

$$= - 0.02 (-5,227.40 + (92.90 -1767.51 + 101.38 + 0 + 0 + 0)) = 136.01 \text{ Kg-m}$$

- **Influencia de desplazamiento (M''_{ik}).** Primera iteración (columnas)

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

$$\begin{aligned} \text{Nivel 2: } M''_{BC} &= V_{BC} (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH}) \\ &= - 0.50 (8.35 + 8.50 + 204.02 + 92.90 - 436.80 - 380.36) \\ &= 251.70 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 1: } M''_{AB} &= V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG}) \\ &= - 0.50 (0 + 6.26 + 0 + 136.01 + 0 - 335.22) \\ &= 96.48 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH} \end{aligned}$$

- **Influencias de giro (M'_{ik}).** Segunda iteración (vigas)

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

$$\begin{aligned} \text{Nudo b: } M'_{BA} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= - 0.027 (-232 + (0 + 8.50 + 2312.2 + 251.69 + 96.47)) = -65.80 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BC} &= \mu_{BC} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= - 0.036 ((-232 + (0 + 8.50 + 2312.2 + 251.69 + 96.47))) = -87.73 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BE} &= \mu_{BE} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= - 0.437 ((-232 + (0 + 8.50 + 2312.2 + 251.69 + 96.47))) = -1064.91 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo c: } M'_{CB} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= - 0.038 (-232 + (-87.73 + 1083.83 + 251.69)) = -38.60 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CF} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= - 0.462 (-232 + (-87.73 + 1083.83 + 251.69)) = -469.30 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

Siguiendo el mismo procedimiento que en la primera iteración, se cierra el segundo ciclo, para encontrar los momentos de las columnas, de la misma manera que en la primera iteración.

➤ **Influencia de desplazamiento (M''_{ik}). Segunda iteración (columnas)**

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

$$\begin{aligned} \text{Nivel 2: } M''_{BC} &= V_{BC} (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH}) \\ &= - 0.50 (- 87.73 - 38.60 + 238.52 + 142.05 - 530.97 - 381.51) \\ &= 329.12 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 1: } M''_{AB} &= V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG}) \\ &= - 0.50 (0 - 65.80 + 0 + 159.01 + 0 - 407.49) \\ &= 157.14 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH} \end{aligned}$$

Se sigue el mismo procedimiento para las siguientes iteraciones, para terminar el análisis, se necesitan 10 iteraciones, por lo cual se muestra únicamente el resultado de las iteraciones en la siguiente tabla.

Figura 84. Marco típico sentido Y – carga muerta-utilizado para Kani.

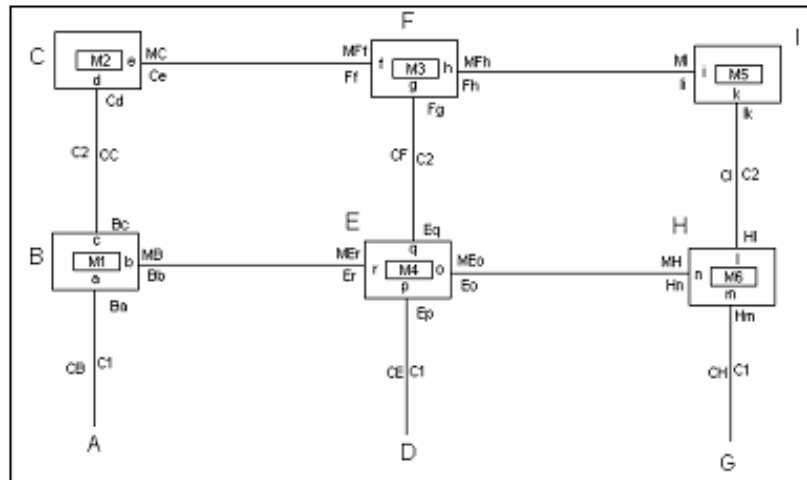


Tabla XLI . Resultado de Kani. Momentos en nudos.

Iteración	Ba	Bb	Bc	Cd	Ce	Ff	Fg	Fh	li
1	6.26	101.38	8.35	8.50	103.33	1083.84	92.90	371.60	-1521.44
2	-65.80	-1064.91	-87.73	-38.60	-469.30	1657.26	142.05	568.20	-1526.04
3	-78.81	-1275.56	-105.08	-62.67	-761.98	1722.13	147.61	590.45	-1528.24
4	-80.72	-1306.48	-107.63	-66.07	-803.33	1726.19	147.96	591.84	-1530.58
5	-80.94	-1310.03	-107.92	-66.42	-807.57	1726.50	147.99	591.94	-1530.81
6	-80.95	-1310.18	-107.93	-66.46	-808.06	1726.50	147.99	591.94	-1530.79
7	-80.95	-1310.11	-107.93	-66.47	-808.10	1726.48	147.98	591.94	-1530.79
8	-80.94	-1310.09	-107.93	-66.47	-808.09	1726.48	147.98	591.94	-1530.79
9	-80.94	-1310.08	-107.92	-66.47	-808.09	1726.48	147.98	591.94	-1530.79
10	-80.94	-1310.08	-107.92	-66.47	-808.09	1726.48	147.98	591.94	-1530.79

Iteración	Ik	HI	Hm	Hn	Eq	Eo	Ep	Er
1	-380.36	-436.80	-335.22	-1767.51	204.02	748.07	136.01	2312.21
2	-381.51	-530.97	-407.49	-2148.59	238.52	874.58	159.01	2703.24
3	-382.06	-553.68	-424.92	-2240.48	243.29	892.05	162.19	2757.25
4	-382.65	-558.65	-428.73	-2260.56	243.58	893.14	162.39	2760.60
5	-382.70	-559.44	-429.34	-2263.77	243.54	892.98	162.36	2760.11
6	-382.70	-559.53	-429.40	-2264.13	243.52	892.90	162.35	2759.88
7	-382.70	-559.53	-429.41	-2264.15	243.51	892.88	162.34	2759.82
8	-382.70	-559.53	-429.41	-2264.14	243.51	892.88	162.34	2759.81
9	-382.70	-559.53	-429.41	-2264.14	243.51	892.88	162.34	2759.81
10	-382.70	-559.53	-429.41	-2264.14	243.51	892.88	162.34	2759.81

Tabla XLII. Resultado de Kani. Momentos en columnas.

Columnas	
Nivel 2	Nivel 1
251.69	96.47
329.12	157.14
356.30	170.77
361.73	173.53
362.48	173.96
362.56	174.00
362.56	174.00
362.56	174.00
362.56	174.00
362.56	174.00

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

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

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

$$M_{AB} = 0 + 2(0) - 80.94 + 174.00 = 93.06 \text{ Kg-m}$$

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

$$M_{AB} = 0 + 2(-80.94) + 0 + 174.00 = 12.12 \text{ Kg-m}$$

Tabla XLIII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga muerta).

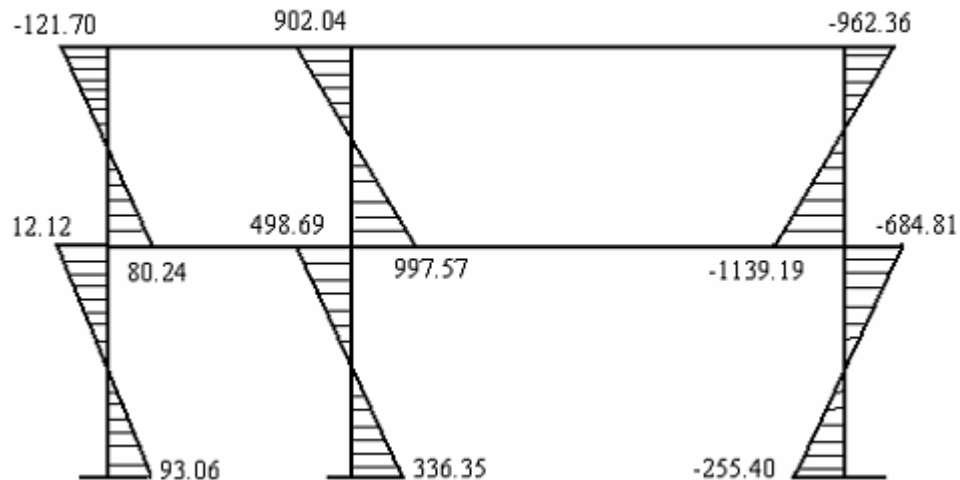
Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	Mij	M'ik	M'ki	M''ik	MF
A	B	0	0	-80.94	174.00	93.06
B	A	0	-80.94	0	174.00	12.12
D	E	0	0	162.34	174.00	336.35
E	D	0	162.34	0	174.00	498.69
G	H	0	0	-429.41	174.00	-255.40
H	G	0	-429.41	0	174.00	-684.81

Nivel 1

B	C	0	-107.92	-66.47	362.56	80.24
C	B	0	-66.47	-107.92	362.56	121.70
E	F	0	243.51	147.98	362.56	997.57
F	E	0	147.98	243.51	362.56	902.04
H	I	0	-559.53	-382.70	362.56	-1139.19
I	H	0	-382.70	-559.53	362.56	-962.36

Nivel 2

Figura 85. Momentos en columnas producidos por carga muerta.



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

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

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

$$M_{BE} = -232 + 2(-1310.08) + 2759.81 = -92.36 \text{ Kg-m}$$

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

$$M_{EB} = 232 + 2(2759.81) - 1310.08 = 4441.53 \text{ Kg-m}$$

Tabla XLIV. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga muerta).

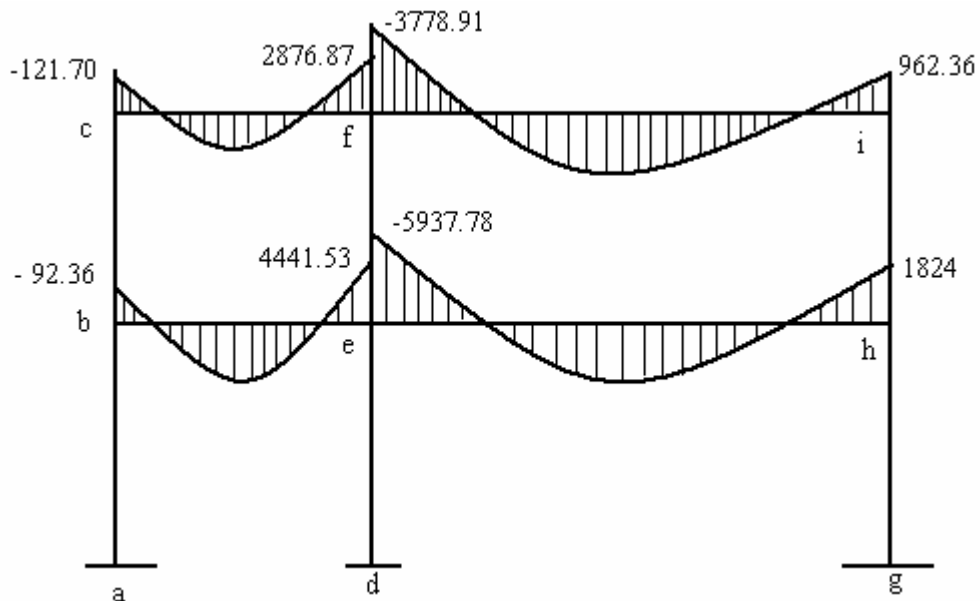
Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	MF
B	E	-232	-1310.08	2759.81	-92.36
E	B	232	2759.81	-1310.08	4441.53
E	H	-5459.4	892.88	-2264.14	-5937.78
H	E	5459.4	-2264.14	892.8781	1824.00

Nivel 1

C	F	-232	-808.09	1726.48	-121.70
F	C	232	1726.48	-808.09	2876.87
F	I	-3432	591.94	-1530.79	-3778.91
I	F	3432	-1530.79	591.94	962.36

Nivel 2

Figura 86. Momentos en vigas producidos por carga muerta.



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 de sismo.

2.2.13.3. Resultado de los análisis de Kani - marco típico dúctil unido con nudos rígidos – sentido Y

Los resultados del análisis estructural de los momentos finales (de vigas y columnas) de carga viva y de sismo en el sentido Y, se observan en las siguientes tablas.

Tabla XLV. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	Mij	M'ik	M'ki	M''ik	MF
A	B	0	0	-33.64	78.25	44.60
B	A	0	-33.64	0	78.25	10.96
D	E	0	0	71.93	78.25	150.17
E	D	0	71.93	0	78.25	222.10
G	H	0	0	-194.78	78.25	-116.53
H	G	0	-194.78	0	78.25	-311.31

Nivel 1

B	C	0	-44.86	-16.83	128.51	21.96
C	B	0	-16.83	-44.86	128.51	49.99
E	F	0	107.89	31.76	128.51	376.04
F	E	0	31.76	107.89	128.51	299.91
H	I	0	-253.80	-81.17	128.51	-460.27
I	H	0	-81.17	-253.80	128.51	-287.64

Nivel 2

Figura 87. Momentos en columnas producidos por carga viva.

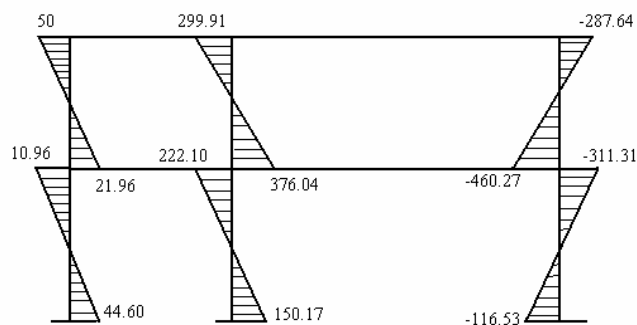


Tabla XLVI. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M _{ij}	M' _{ik}	M' _{ki}	MF
B	E	-166.67	-544.50	1222.74	-32.93
E	B	166.67	1222.74	-544.50	2067.65
E	H	-2430	395.59	-1027.01	-2665.82
H	E	2430	-1027.01	395.5926	771.57

Nivel 1

C	F	-33.33	-193.57	370.49	-49.99
F	C	33.33	370.49	-193.57	580.73
F	I	-810	127.02	-324.69	-880.64
I	F	810	-324.69	127.02	287.64

Nivel 2

Figura 88. Momentos en vigas producidos por carga viva.

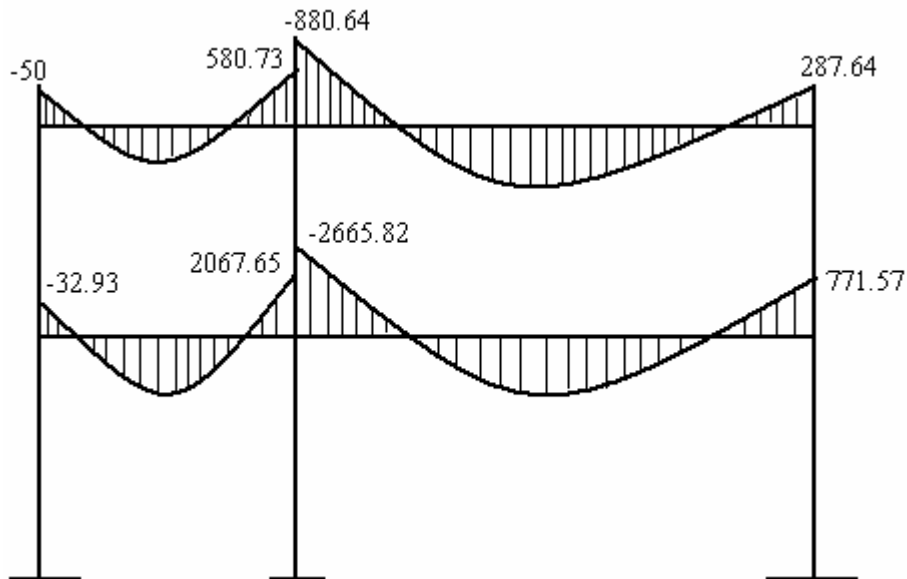


Tabla XLVII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	M _{ij}	M' _{ik}	M' _{ki}	M'' _{ik}	MF
A	B	0	0	185.84	-5129.98	-4944.15
B	A	0	185.84	0	-5129.98	-4758.31
D	E	0	0	42.09	-5129.98	-5087.90
E	D	0	42.09	0	-5129.98	-5045.81
G	H	0	0	478.87	-5129.98	-4651.11
H	G	0	478.87	0	-5129.98	-4172.25

Nivel 1

B	C	0	247.78	68.00	-2536.38	-1972.82
C	B	0	68.00	247.78	-2536.38	-2152.61
E	F	0	63.13	29.22	-2536.38	-2380.89
F	E	0	29.22	63.13	-2536.38	-2414.80
H	I	0	623.98	179.30	-2536.38	-1109.12
I	H	0	179.30	623.98	-2536.38	-1553.80

Nivel 2

Figura 89. Momentos en columnas producidos por carga de sismo.

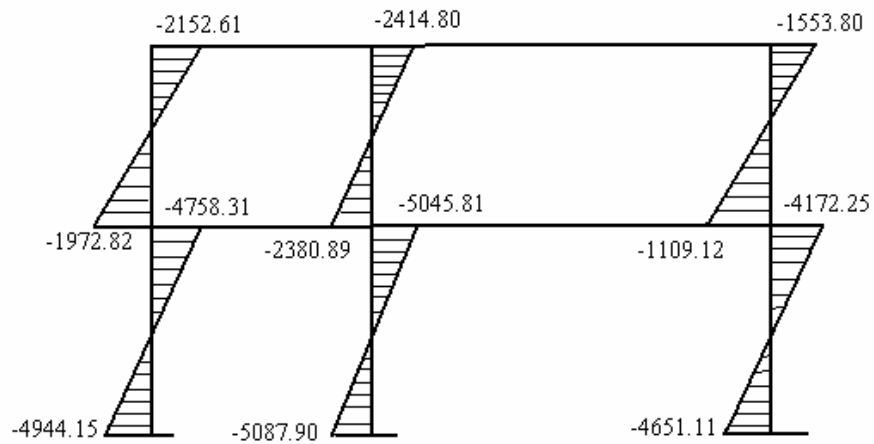


Tabla XLVIII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo).

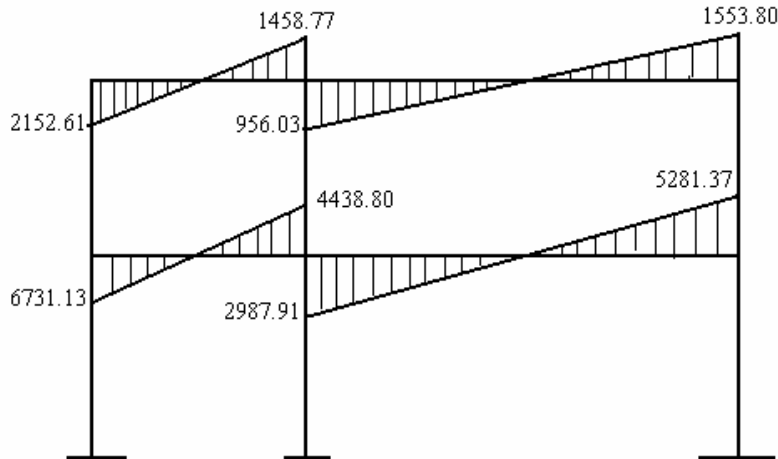
Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M _{ij}	M' _{ik}	M' _{ki}	MF
B	E	0	3007.82	715.49	6731.13
E	B	0	715.49	3007.82	4438.80
E	H	0	231.48	2524.94	2987.91
H	E	0	2524.94	231.4817	5281.37

Nivel 1

C	F	0	781.94	340.94	1904.83
F	C	0	340.94	781.94	1463.82
F	I	0	119.42	717.19	956.03
I	F	0	717.19	119.42	1553.80

Nivel 2

Figura 90. Momentos en viga producidos por carga de sismo.



2.2.13.4. Resultado de los análisis de Kani - marco dúctil unido con nudos rígidos – sentido X

Los resultados del análisis estructural de los momentos finales (de vigas y columnas) de cargas muertas y carga viva en el sentido X, se observan en las siguientes tablas.

Tabla XLIX. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de muerta).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	M''_{ik}	MF
A	B	0	0	91.41	0.00	91.41
B	A	0	91.41	0	0.00	182.83
T	S	0	0	-20.52	0.00	-20.52
S	T	0	-20.52	0	0.00	-41.04
U	R	0	0	4.55	0.00	4.55
R	U	0	4.55	0	0.00	9.10
V	Q	0	0	-0.96	0.00	-0.96
Q	V	0	-0.96	0	0.00	-1.92
W	P	0	0	0.00	0.00	0.00
P	W	0	0.00	0	0.00	0.00
X	O	0	0	0.96	0.00	0.96
O	X	0	0.96	0	0.00	1.92
Y	N	0	0	-4.55	0.00	-4.55

Nivel 1

N	Y	0	-4.55	0	0.00	-9.10
Z	M	0	0	20.52	0.00	20.52
M	Z	0	20.52	0	0.00	41.04
Ñ	L	0	0	-91.41	0.00	-91.41
L	Ñ	0	-91.41	0	0.00	-182.83

B	C	0	123.13	84.75	0.00	331.01
C	B	0	84.75	123.13	0.00	292.63
S	D	0	-27.11	-20.84	0.00	-75.07
D	S	0	-20.84	-27.11	0.00	-68.80
R	E	0	6.01	4.80	0.00	16.82
E	R	0	4.80	6.01	0.00	15.60
Q	F	0	-1.27	-1.05	0.00	-3.59
F	Q	0	-1.05	-1.27	0.00	-3.38
P	G	0	0.00	0.00	0.00	0.00
G	P	0	0.00	0.00	0.00	0.00
O	H	0	1.27	1.05	0.00	3.59
H	O	0	1.05	1.27	0.00	3.38
N	I	0	-6.01	-4.80	0.00	-16.82
I	N	0	-4.80	-6.01	0.00	-15.60
M	J	0	27.11	20.84	0.00	75.07
J	M	0	20.84	27.11	0.00	68.80
L	K	0	-123.13	-84.75	0.00	-331.01
K	L	0	-84.75	-123.13	0.00	-292.63

Nivel 2

Figura 91. Momentos en columnas producidos por carga muerta.

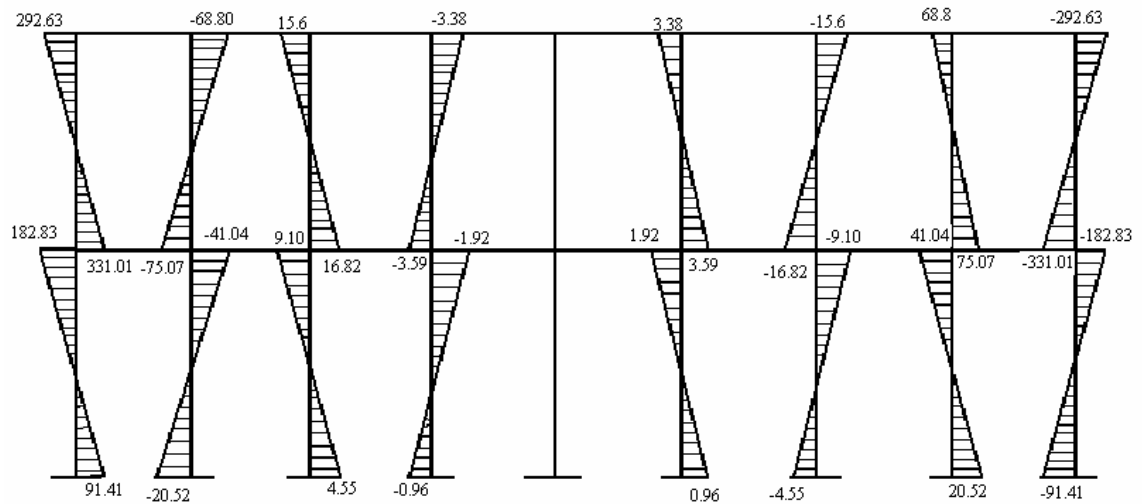


Tabla L. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de muerta).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	Mij	M'ik	M'ki	MF
B	S	-1790.57	718.25	-159.75	-513.83
S	B	1790.57	-159.75	718.25	2189.31
S	R	-1790.57	-159.75	35.41	-2074.66
R	S	1790.57	35.41	-159.75	1701.64
R	Q	-1790.57	35.41	-7.49	-1727.23
Q	R	1790.57	-7.49	35.41	1811.00
Q	P	-1790.57	-7.49	0.00	-1805.55
P	Q	1790.57	0.00	-7.49	1783.08
P	O	-1790.57	0.00	7.49	-1783.08
O	P	1790.57	7.49	0.00	1805.55
O	N	-1790.57	7.49	-35.41	-1811.00
N	O	1790.57	-35.41	7.49	1727.23
N	M	-1790.57	-35.41	159.75	-1701.64
M	N	1790.57	159.75	-35.41	2074.66
M	L	-1790.57	159.75	-718.25	-2189.31
L	M	1790.57	-718.25	159.75	513.83

Nivel 1

C	D	-1214	520.61	-119.85	-292.63
D	C	1214	-119.85	520.61	1494.92
D	E	-1214	-119.85	27.57	-1426.12
E	D	1214	27.57	-119.85	1149.30
E	F	-1214	27.57	-6.05	-1164.90
F	E	1214	-6.05	27.57	1229.47
F	G	-1214	-6.05	0.00	-1226.10
G	F	1214	0.00	-6.05	1207.95
G	H	-1214	0.00	6.05	-1207.95
H	G	1214	6.05	0.00	1226.10
H	I	-1214	6.05	-27.57	-1229.47
I	H	1214	-27.57	6.05	1164.90
I	J	-1214	-27.57	119.85	-1149.30
J	I	1214	119.85	-27.57	1426.12
J	K	-1214	119.85	-520.61	-1494.92
K	J	1214	-520.61	119.85	292.63

Figura 92. Momentos en vigas producidos por carga muerta.

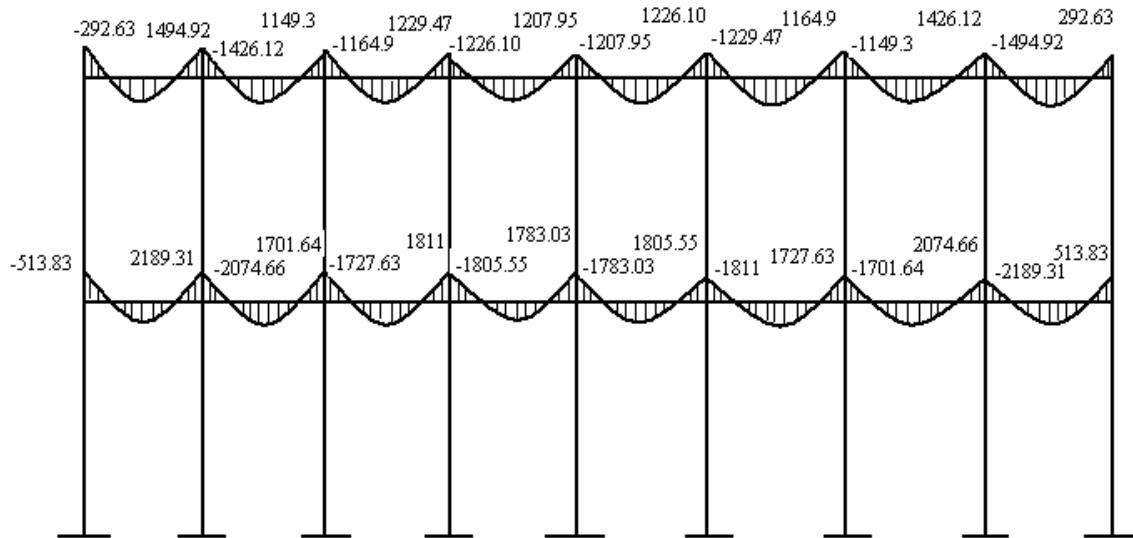


Tabla LI. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	M''_{ik}	MF
A	B	0	0	45.82	0.00	45.82
B	A	0	45.82	0	0.00	91.64
T	S	0	0	-10.53	0.00	-10.53
S	T	0	-10.53	0	0.00	-21.05
U	R	0	0	2.39	0.00	2.39
R	U	0	2.39	0	0.00	4.79
V	Q	0	0	-0.52	0.00	-0.52
Q	V	0	-0.52	0	0.00	-1.04
W	P	0	0	0.00	0.00	0.00
P	W	0	0.00	0	0.00	0.00
X	O	0	0	0.52	0.00	0.52
O	X	0	0.52	0	0.00	1.04
Y	N	0	0	-2.39	0.00	-2.39
N	Y	0	-2.39	0	0.00	-4.79
Z	M	0	0	10.53	0.00	10.53
M	Z	0	10.53	0	0.00	21.05
Ñ	L	0	0	-45.82	0.00	-45.82
L	Ñ	0	-45.82	0	0.00	-91.64

Nivel 1

B	C	0	61.72	12.93	0.00	136.37
C	B	0	12.93	61.72	0.00	87.57
S	D	0	-13.91	-2.74	0.00	-30.56

Nivel 2

D	S	0	-2.74	-13.91	0.00	-19.39
R	E	0	3.16	0.53	0.00	6.85
E	R	0	0.53	3.16	0.00	4.21
Q	F	0	-0.69	-0.09	0.00	-1.47
F	Q	0	-0.09	-0.69	0.00	-0.87
P	G	0	0.00	0.00	0.00	0.00
G	P	0	0.00	0.00	0.00	0.00
O	H	0	0.69	0.09	0.00	1.47
H	O	0	0.09	0.69	0.00	0.87
N	I	0	-3.16	-0.53	0.00	-6.85
I	N	0	-0.53	-3.16	0.00	-4.21
M	J	0	13.91	2.74	0.00	30.56
J	M	0	2.74	13.91	0.00	19.39
L	K	0	-61.72	-12.93	0.00	-136.37
K	L	0	-12.93	-61.72	0.00	-87.57

Figura 93. Momentos en columnas producidos por carga viva.

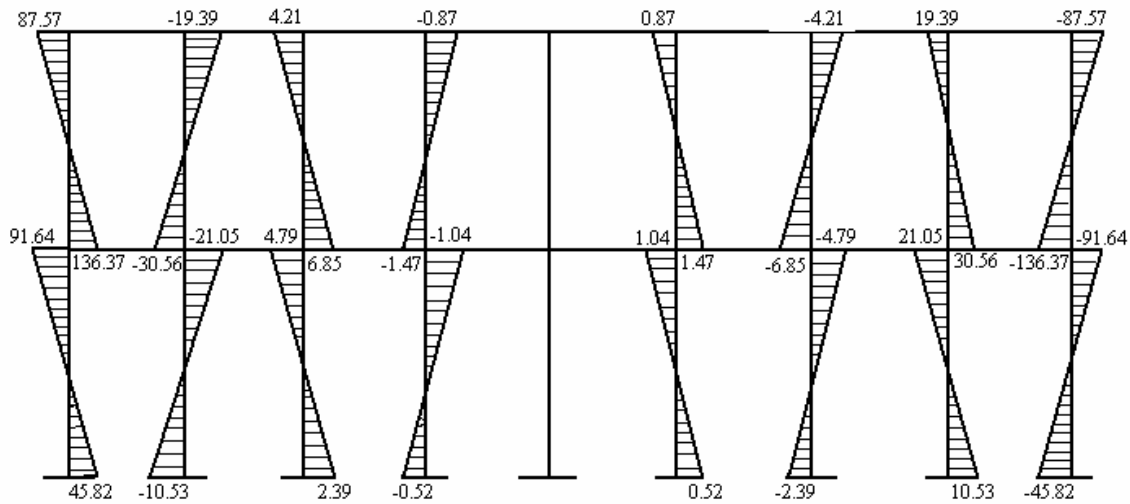


Tabla LII. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de viva).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	M_{ij}	M'_{ik}	M'_{ki}	MF
B	S	-866.12	360.03	-81.95	-228.01
S	B	866.12	-81.95	360.03	1062.25
S	R	-866.12	-81.95	18.63	-1011.39
R	S	866.12	18.63	-81.95	821.43
R	Q	-866.12	18.63	-4.04	-832.90
Q	R	866.12	-4.04	18.63	876.67
Q	P	-866.12	-4.04	0.00	-874.20

Nivel 1

P	Q	866.12	0.00	-4.04	862.08
P	O	-866.12	0.00	4.04	-862.08
O	P	866.12	4.04	0.00	874.20
O	N	-866.12	4.04	-18.63	-876.67
N	O	866.12	-18.63	4.04	832.90
N	M	-866.12	-18.63	81.95	-821.43
M	N	866.12	81.95	-18.63	1011.39
M	L	-866.12	81.95	-360.03	-1062.25
L	M	866.12	-360.03	81.95	228.01

C	D	-230.62	79.40	-15.76	-87.57
D	C	230.62	-15.76	79.40	278.51
D	E	-230.62	-15.76	3.02	-259.12
E	D	230.62	3.02	-15.76	220.90
E	F	-230.62	3.02	-0.54	-225.12
F	E	230.62	-0.54	3.02	232.57
F	G	-230.62	-0.54	0.00	-231.69
G	F	230.62	0.00	-0.54	230.08
G	H	-230.62	0.00	0.54	-230.08
H	G	230.62	0.54	0.00	231.69
H	I	-230.62	0.54	-3.02	-232.57
I	H	230.62	-3.02	0.54	225.12
I	J	-230.62	-3.02	15.76	-220.90
J	I	230.62	15.76	-3.02	259.12
J	K	-230.62	15.76	-79.40	-278.51
K	J	230.62	-79.40	15.76	87.57

Nivel 2

Figura 94. Momentos en vigas producidos por carga viva.

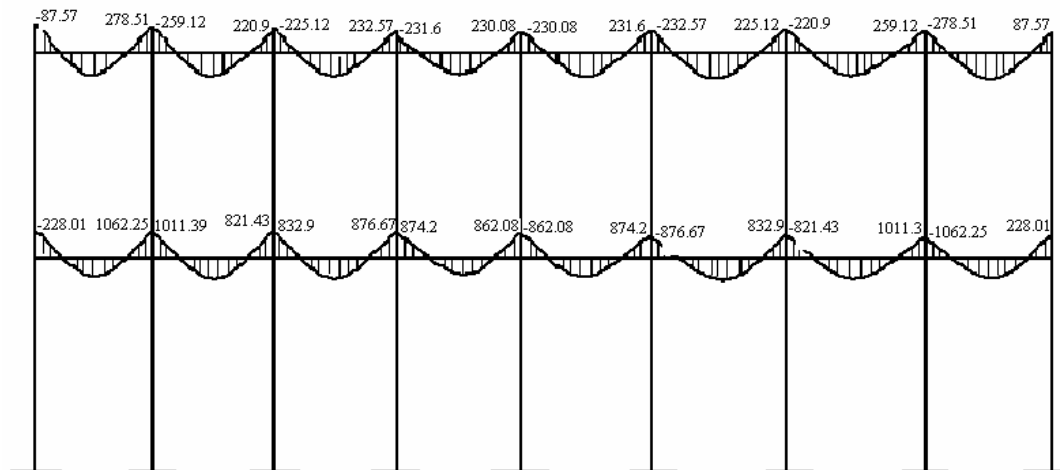


Tabla LIII. Resultado de Kani. Momentos finales en columnas (carga de sismo).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$) columnas						
De	A	Mij	M'ik	M'ki	M''ik	MF
A	B	0	0	363.84	-5665.35	-5301.51
B	A	0	363.84	0	-5665.35	-4937.67
T	S	0	0	117.94	-5665.35	-5547.41
S	T	0	117.94	0	-5665.35	-5429.47
U	R	0	0	174.55	-5665.35	-5490.80
R	U	0	174.55	0	-5665.35	-5316.25
V	Q	0	0	161.54	-5665.35	-5503.81
Q	V	0	161.54	0	-5665.35	-5342.27
W	P	0	0	165.13	-5665.35	-5500.22
P	W	0	165.13	0	-5665.35	-5335.09
X	O	0	0	161.54	-5665.35	-5503.81
O	X	0	161.54	0	-5665.35	-5342.27
Y	N	0	0	174.55	-5665.35	-5490.80
N	Y	0	174.55	0	-5665.35	-5316.25
Z	M	0	0	117.94	-5665.35	-5547.41
M	Z	0	117.94	0	-5665.35	-5429.47
Ñ	L	0	0	363.84	-5665.35	-5301.51
L	Ñ	0	363.84	0	-5665.35	-4937.67

Nivel 1

B	C	0	490.07	141.03	-2819.30	-1698.12
C	B	0	141.03	490.07	-2819.30	-2047.16
S	D	0	155.85	54.70	-2819.30	-2452.90
D	S	0	54.70	155.85	-2819.30	-2554.05
R	E	0	230.66	74.73	-2819.30	-2283.25
E	R	0	74.73	230.66	-2819.30	-2439.18
Q	F	0	213.47	70.58	-2819.30	-2321.78
F	Q	0	70.58	213.47	-2819.30	-2464.66
P	G	0	218.21	71.58	-2819.30	-2311.30
G	P	0	71.58	218.21	-2819.30	-2457.93
O	H	0	213.47	70.58	-2819.30	-2321.78
H	O	0	70.58	213.47	-2819.30	-2464.66
N	I	0	230.66	74.73	-2819.30	-2283.25
I	N	0	74.73	230.66	-2819.30	-2439.18
M	J	0	155.85	54.70	-2819.30	-2452.90
J	M	0	54.70	155.85	-2819.30	-2554.05
L	K	0	490.07	141.03	-2819.30	-1698.12
K	L	0	141.03	490.07	-2819.30	-2047.16

Nivel 2

Figura 95. Momentos en columnas producidos por fuerza de sismo.

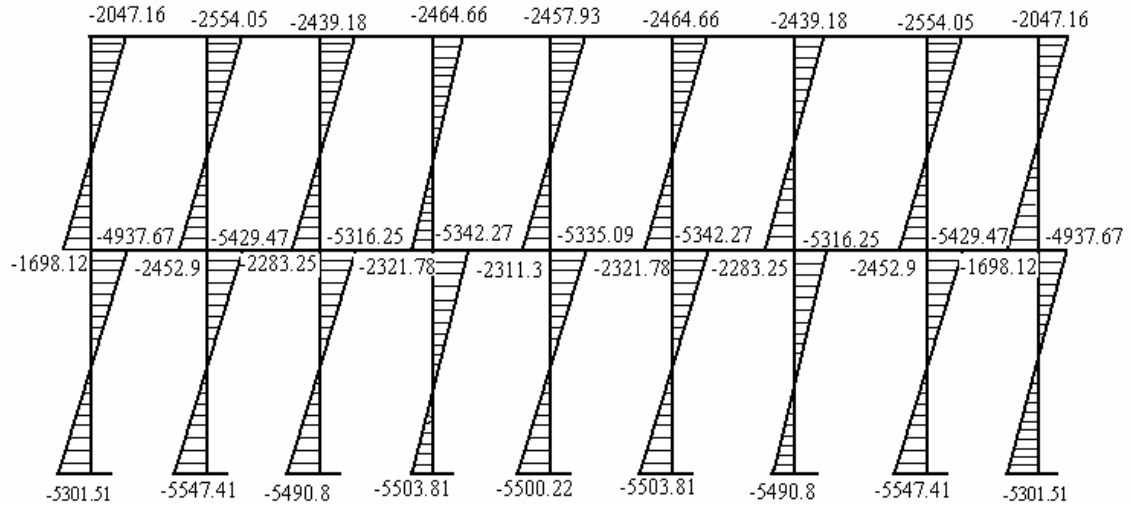


Tabla LIV. Resultado de Kani. Momentos finales en vigas (carga de sismo).

Momentos Finales ($MF = M_{ij} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$) Vigas					
De	A	Mij	M'ik	M'ki	MF
B	S	0	2858.76	918.26	6635.79
S	B	0	918.26	2858.76	4695.28
S	R	0	918.26	1359.00	3195.51
R	S	0	1359.00	918.26	3636.25
R	Q	0	1359.00	1257.73	3975.72
Q	R	0	1257.73	1359.00	3874.45
Q	P	0	1257.73	1285.68	3801.13
P	Q	0	1285.68	1257.73	3829.09
P	O	0	1285.68	1257.73	3829.09
O	P	0	1257.73	1285.68	3801.13
O	N	0	1257.73	1359.00	3874.45
N	O	0	1359.00	1257.73	3975.72
N	M	0	1359.00	918.26	3636.25
M	N	0	918.26	1359.00	3195.51
M	L	0	918.26	2858.76	4695.28
L	M	0	2858.76	918.26	6635.79

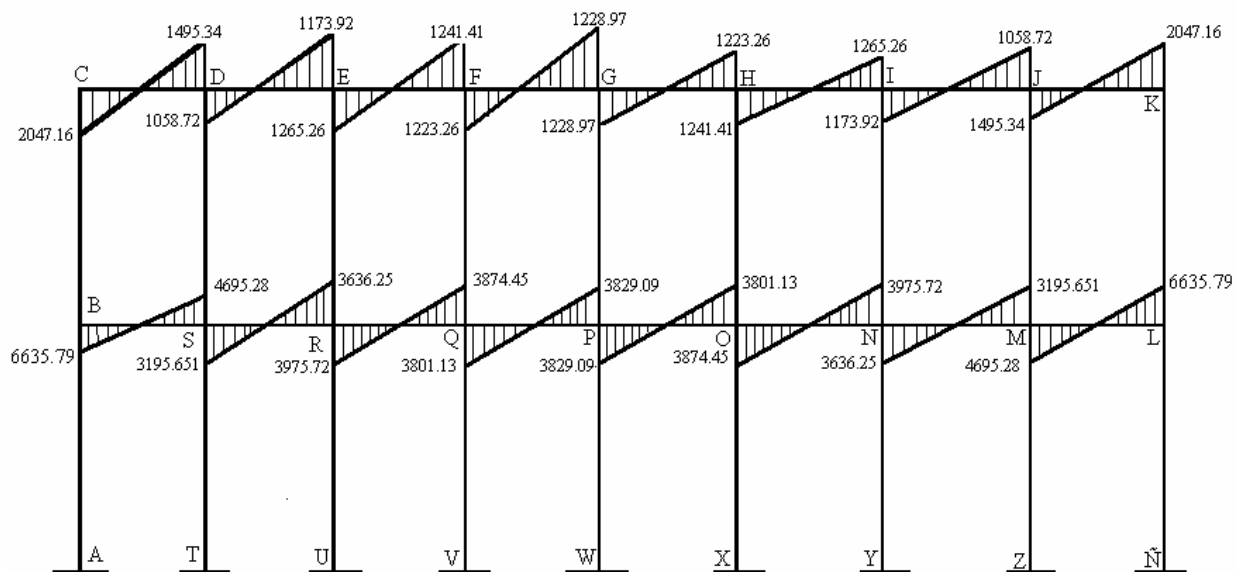
Nivel 1

C	D	0	866.33	314.51	2047.16
D	C	0	314.51	866.33	1495.34
D	E	0	314.51	429.70	1058.72
E	D	0	429.70	314.51	1173.92
E	F	0	429.70	405.85	1265.26
F	E	0	405.85	429.70	1241.41
F	G	0	405.85	411.56	1223.26
G	F	0	411.56	405.85	1228.97

Nivel 2

G	H	0	411.56	405.85	1228.97
H	G	0	405.85	411.56	1223.26
H	I	0	405.85	429.71	1241.41
I	H	0	429.71	405.85	1265.26
I	J	0	429.71	314.50	1173.92
J	I	0	314.50	429.71	1058.72
J	K	0	314.50	866.33	1495.34
K	J	0	866.33	314.50	2047.16

Figura 96. Momentos en vigas producidos por fuerza de sismo.



2.2.13.5. Cálculo del momento positivo en vigas

Para el cálculo del momento positivo en las vigas, se realiza con la siguiente fórmula:

$$M(+) = W L^2 / 8 - (M1 + M2)/2$$

Donde M1 y M2 corresponden a los momentos de los extremos de la viga analizada, W es la carga aplicada y L la longitud de la viga. El valor del momento positivo será el valor absoluto de la cantidad calculada.

2.2.13.5.1. Marco típico eje Y

Cargas muertas:

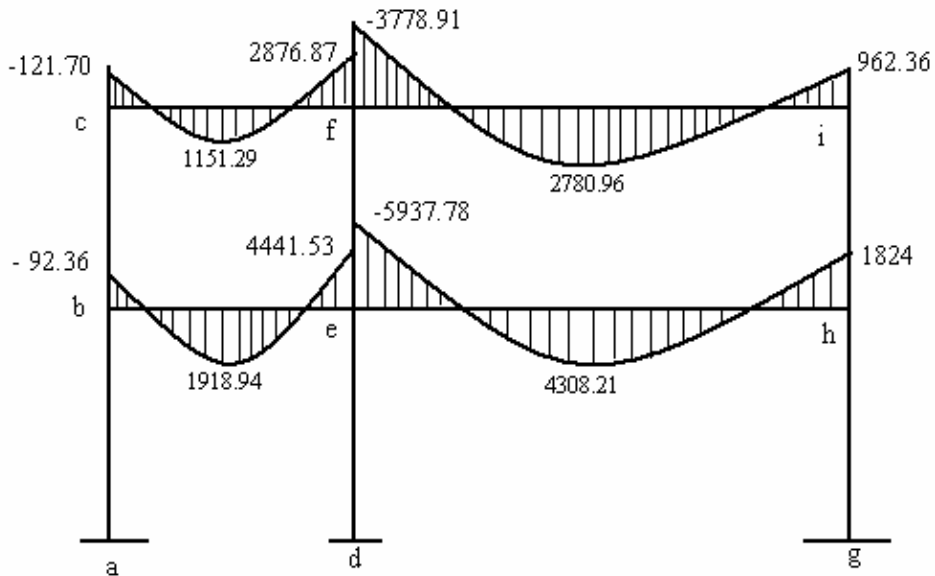
$$M_{CF} = ((696 \text{ Kg.})(2.0\text{m})^2/8) - ((121.7 + 2876.87)/2) = 1,151.29 \text{ kg - m}$$

$$M_{BE} = ((696 \text{ Kg.})(2.0\text{m})^2/8) - ((92.36 + 4441.53)/2) = 1,918.95 \text{ kg - m}$$

$$M_{FI} = ((1,144.8 \text{ Kg.})(6.0\text{m})^2/8) - ((3778.91 + 962.36)/2) = 2,780.97 \text{ kg - m}$$

$$M_{EH} = ((1,819.8 \text{ Kg.})(6.0\text{m})^2/8) - ((5937.78 + 1824)/2) = 4,308.21 \text{ kg - m}$$

Figura 97. Momentos positivos-carga muerta.



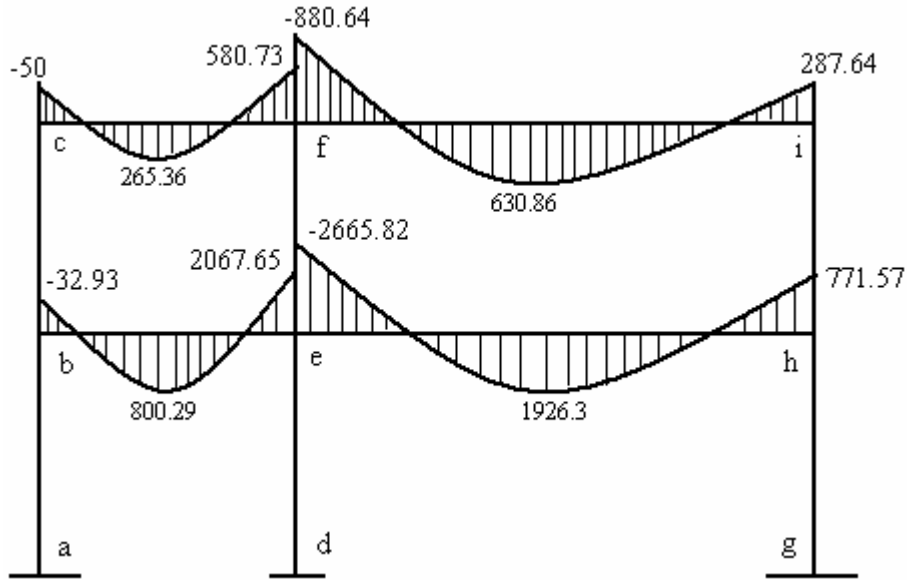
El procedimiento es el mismo para cargas vivas, en el siguiente cuadro se presenta los resultados de momentos positivos para carga muerta y viva.

Tabla LV. Resultado de momentos positivos para carga muerta y viva.

MARCO TÍPICO (Momentos Viga)								
De	A	Momentos Negativos		Cargas		Longitud	Momentos Positivos	
		C. M	C,V	C. M	C,V		C. M	C,V
B	E	-92.36	-32.93	696	500	2	1918.94	800.29
E	B	4441.53	2067.65					
E	H	-5937.78	-2665.82	1819.8	810	6	4308.21	1926.30
H	E	1824.00	771.57					

C	F	-121.70	-50	696	100	2	1151.29	265.36
F	C	2876.87	580.73					
F	I	-3778.91	-880.64	1144.8	270	6	2780.96	630.86
I	F	962.36	287.64					

Figura 98. Momentos positivos-carga viva.



El procedimiento es el mismo que se utilizó para el marco en sentido X, para cargas muerta y viva, más adelante se muestran los diagramas con los momentos finales.

2.2.13.6. Envoltura de momentos

La envoltura de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al suponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo tanto en viga como en columnas.

Para considerar la superposición de efectos, el código ACI propone las siguientes combinaciones:

- Momentos últimos negativos en vigas
 $M(-) = 0.75 (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} \pm 1.87M_S)$
- Momentos últimos positivos en vigas
 $M_i = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$
- Momentos últimos en las columnas
 $M_c = 0.75 (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} \pm 1.87M_S)$

**2.2.13.6.1. Envoltente de momentos, marco dúctil
típico sentido Y**

Vigas: $M(-) = 0.75(1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_S)$
 $M_{be(-)} = 0.75(1.4*92.36 + 1.7*32.93 + 1.87*6731.13) = 9,579.37 \text{ kg-m}$

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

$$M_{be(+)} = 1.4(1918.94) + 1.7(800.29) = 4,047.01 \text{ kg-m}$$

$$M_{cb(-)} = 0.75(1.4*4441.53 + 1.7*2067.65 + 1.87*4438.8) = 13,525.28 \text{ kg-m}$$

El procedimiento es el mismo para el resto de momentos positivos y negativos. Los resultados obtenidos se presentan en las siguientes tablas y figuras.

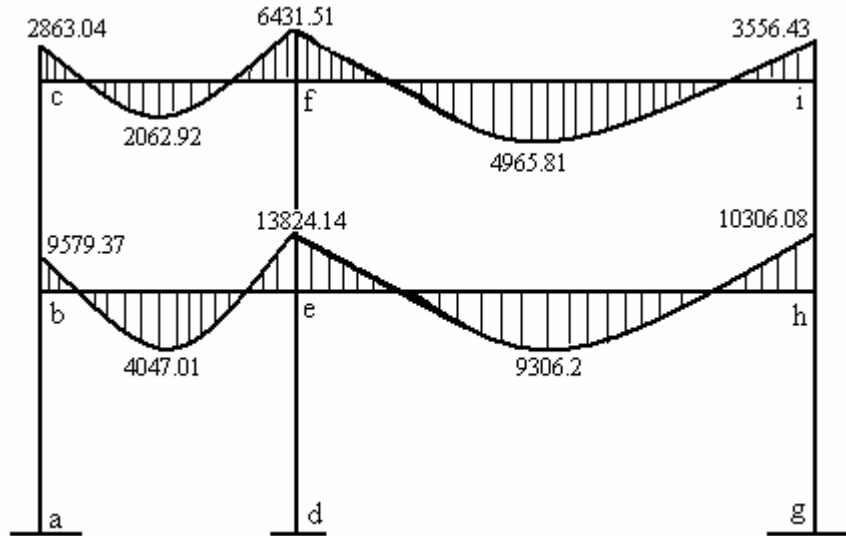
Tabla LVI. Resultado de momentos finales para vigas.

MARCO TÍPICO (Momentos Viga)

De	A	Momentos Negativos			Momentos Positivos		Momentos Negativos Últimos	Momentos Positivos Últimos
		C. M	C,V	C.S	C. M	C,V		
B	E	-92.36	-32.93	6731.13	1918.94	800.29	9579.37	4047.01
E	B	4441.53	2067.65	4438.80			13525.27	
E	H	-5937.78	-2665.82	2987.91	4308.21	1926.30	13824.14	9306.20
H	E	1824.00	771.57	5281.37			10306.08	

C	F	-121.70	-49.99	1904.83	1151.29	265.36	2863.04	2062.92
F	C	2876.87	580.73	1463.82			5814.16	
F	I	-3778.91	-880.64	956.03	2780.96	630.86	6431.51	4965.81
I	F	962.36	287.64	1553.80			3556.43	

Figura 99. Momentos finales para vigas.



Columnas: $M_C = 0.75 (1.4M_{CM} + 1.7M_{CV} + 1.87M_S)$

$$M_{ab} = 0.75 (1.4 \cdot 93.06 + 1.7 \cdot 44.6 + 1.87 \cdot 4944.15) = 7,088.75 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ba} = 0.75 (1.4 \cdot 12.12 + 1.7 \cdot 10.96 + 1.87 \cdot 4758.31) = 6,700.23 \text{ kg-m}$$

El procedimiento es el mismo para el resto de momentos positivos y negativos.

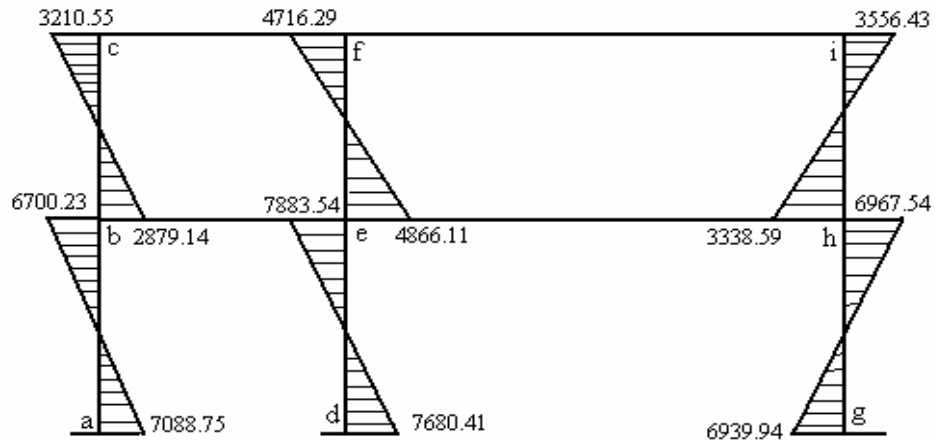
Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla y figura.

Tabla LVII. Resultado de momentos finales para columnas.

MARCO TÍPICO (Momentos Columnas)					
Momentos Últimos					
De	A	C. M	C,V	C.S	M.U
A	B	93.06	44.60	-4944.15	7088.75
B	A	12.12	10.96	-4758.31	6700.23
D	E	336.35	150.17	-5087.90	7680.41
E	D	498.69	222.10	-5045.81	7883.54
G	H	-255.40	-116.53	-4651.11	6939.94
H	G	-684.81	-311.31	-4172.25	6967.54

B	C	80.24	21.96	-1972.82	2879.14
C	B	121.70	49.99	-2152.61	3210.55
E	F	997.57	376.04	-2380.89	4866.11
F	E	902.04	299.91	-2414.80	4716.29
H	I	-1139.19	-460.27	-1109.12	3338.54
I	H	-962.36	-287.64	-1553.80	3556.43

Figura 100. Momentos finales para columnas.



2.2.13.6.2. Envolvente de momentos, marco dúctil típico sentido X

Utilizando las ecuaciones mostradas anteriormente, se calculan todas las envolventes de momentos para los marcos dúctiles típicos en el sentido X.

Figura 101. Momentos finales para vigas.

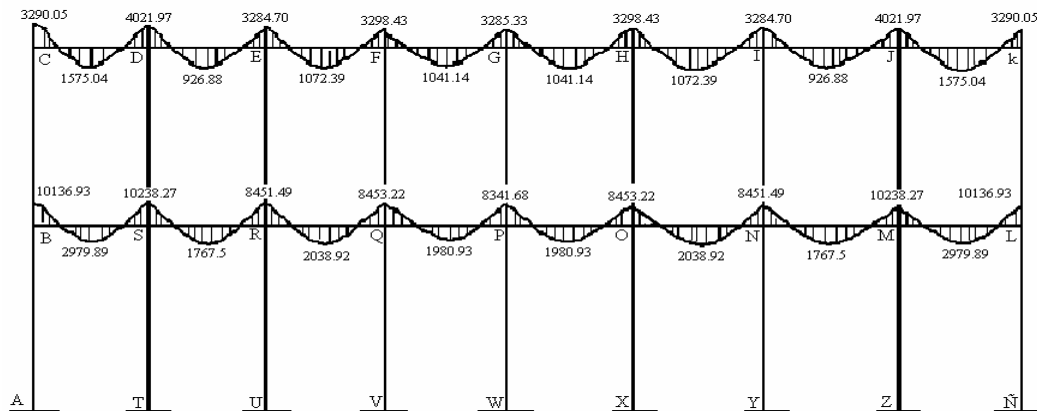
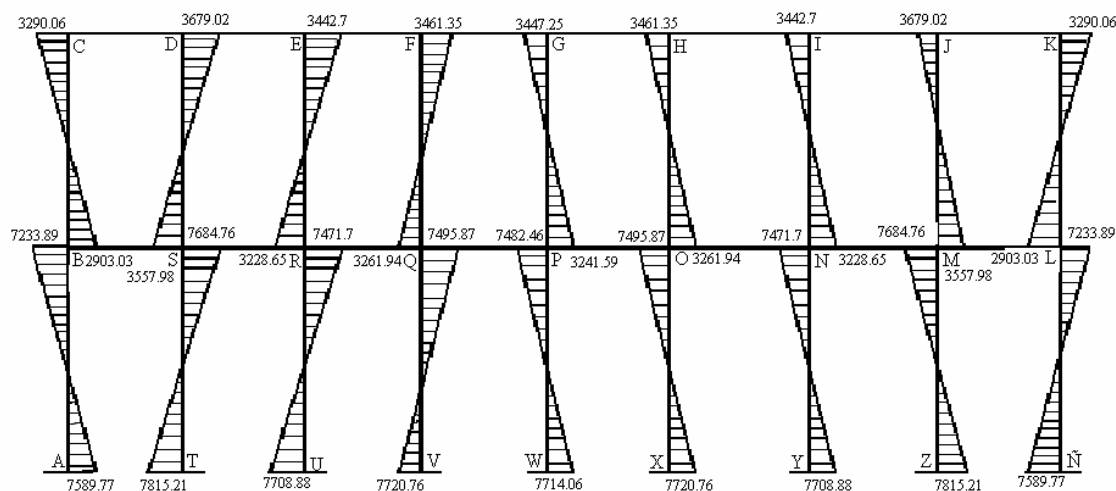


Figura 102. Momentos finales para columnas.



2.2.13.7. Balance de momentos

Los momentos obtenidos de la envolvente de momentos se deben balancear antes de diseñar el refuerzo. Para este caso el método consiste en multiplicar el momento mayor por 0.80; si este valor es menor o igual al momento menor se hace un promedio de los dos momentos; en cambio si es mayor se debe balancear proporcionalmente a su rigidez.

2.2.13.8. Cálculo de cortes

Para el cálculo de cortes de vigas se debe descomponer la estructura y realizar sumatoria de momentos respecto a un extremo y así obtener una reacción, después se puede realizar sumatoria de momentos en el otro extremo o bien sumatoria de fuerzas verticales y así encontrar el otro corte. La carga distribuida se utiliza teniendo en cuenta que para la carga última se realiza $1.4 \cdot C_m + 1.7 \cdot C_v$. Para el cálculo de cortes en columnas se efectúa sumatoria de los momentos de las columnas y se divide entre la altura de la misma.

2.2.13.8.1. Cálculo de cortes en vigas

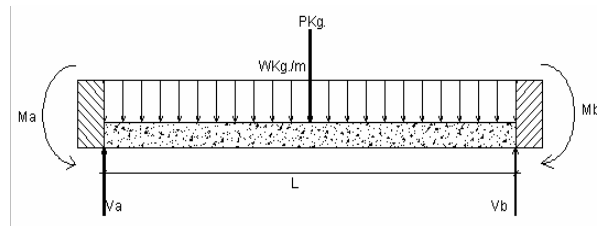


Figura 103. Diagrama de carga y reacción.

Viga 1 + ↻

$$C_u = 1.4 * 696 + 1.7 * 500 = 1,824.40$$

$$\sum M_b = 0$$

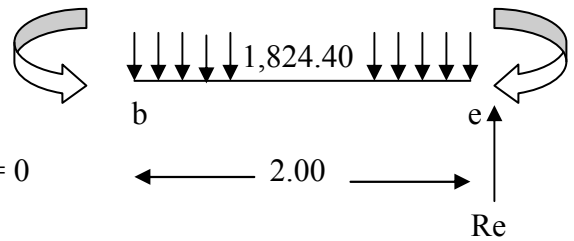
$$13,824.14 - 9,579.37 + 1,824.40 (2) (1) - R_e(2) = 0$$

$$R_e = 3,946.79 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0 + \uparrow$$

$$R_b = (1824.4 * 2) - R_e$$

$$R_b = 297.99 \text{ Kg.}$$



Viga 2 + ↻

$$C_u = 1.4 * 1819.8 + 1.7 * 810 = 3,924.72$$

$$\sum M_e = 0$$

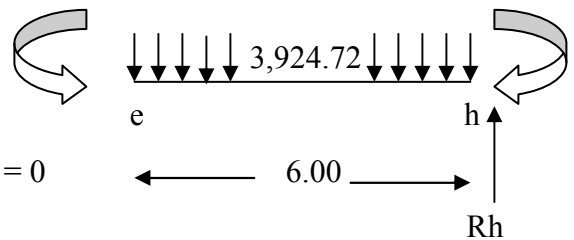
$$10,306.08 - 13,824.14 + 3,924.40 (6) (3) - R_h(6) = 0$$

$$R_h = 11,186.86 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0 + \uparrow$$

$$R_b = (3924.72 * 6) - R_h$$

$$R_b = 12,361.46 \text{ Kg.}$$



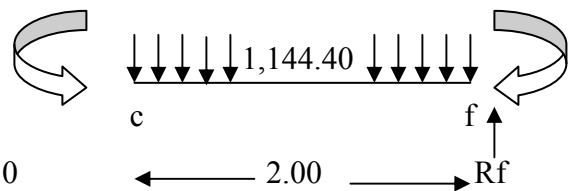
Viga 3 + ↻

$$C_u = 1.4 * 696 + 1.7 * 100 = 1,144.40$$

$$\sum M_c = 0$$

$$6,431.51 - 2,863.04 + 1,144.40 (2) (1) - R_f(2) = 0$$

$$R_f = 2,928.64 \text{ Kg.}$$



$$\sum F_v = 0 + \uparrow$$

$$R_c = (1144.4 * 2) - R_e$$

Rc = 639.84 Kg.

Viga 4 + ↻

$$C_u = 1.4 * 1,144.8 + 1.7 * 270 = 2,061.72$$

$$\sum M_f = 0$$

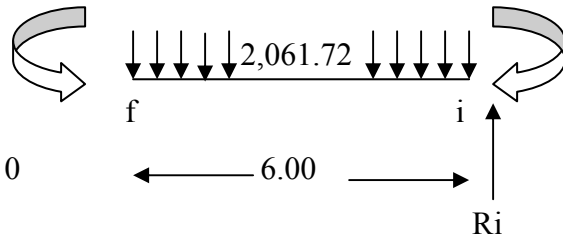
$$3,556.43 - 6,431.51 + 2,061.72 (6) (3) - R_e(6) = 0$$

Ri = 5,705.98 Kg.

$$\sum F_v = 0 + \uparrow$$

$$R_f = (2061.72 * 6) - R_i$$

Rf = 6,664.34 Kg.



2.2.13.8.2. Cálculo de cortes en columnas

$$V_{AB} = (M_{AB} + M_{BA}) / H \text{ (altura de la columna analizada)}$$

$$V_{AB} = (7088.78 + 6700.23) / 4 = 3,447.25 \text{ Kg.}$$

$$V_{DE} = (7680.41 + 7883.54) / 4 = 3,890.99 \text{ Kg.}$$

$$V_{GH} = (6939.94 + 6967.54) / 4 = 3,476.87 \text{ Kg.}$$

$$V_{BC} = (2879.14 + 3210.55) / 3 = 2,029.90 \text{ Kg.}$$

$$V_{EF} = (4866.11 + 4716.29) / 3 = 3,194.13 \text{ Kg.}$$

$$V_{HI} = (3338.59 + 3556.43) / 3 = 2,298.34 \text{ Kg.}$$

El procedimiento para el cálculo de corte en vigas y columnas en el marco en el sentido X es el mismo, por lo cual a continuación únicamente se presenta los diagramas con los resultados finales.

Figura 104. Diagrama de cortes últimos (Kg) – sentido Y.

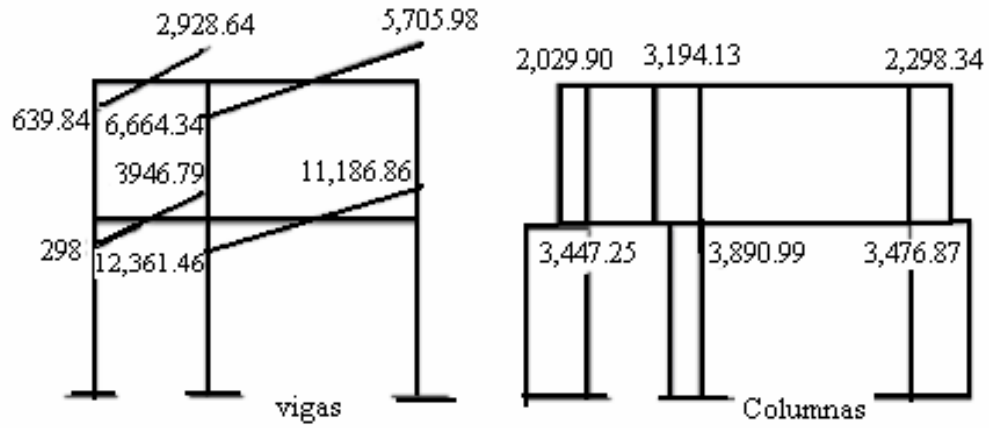


Figura 105. Diagrama de cortes últimos en vigas (kg) – sentido X.

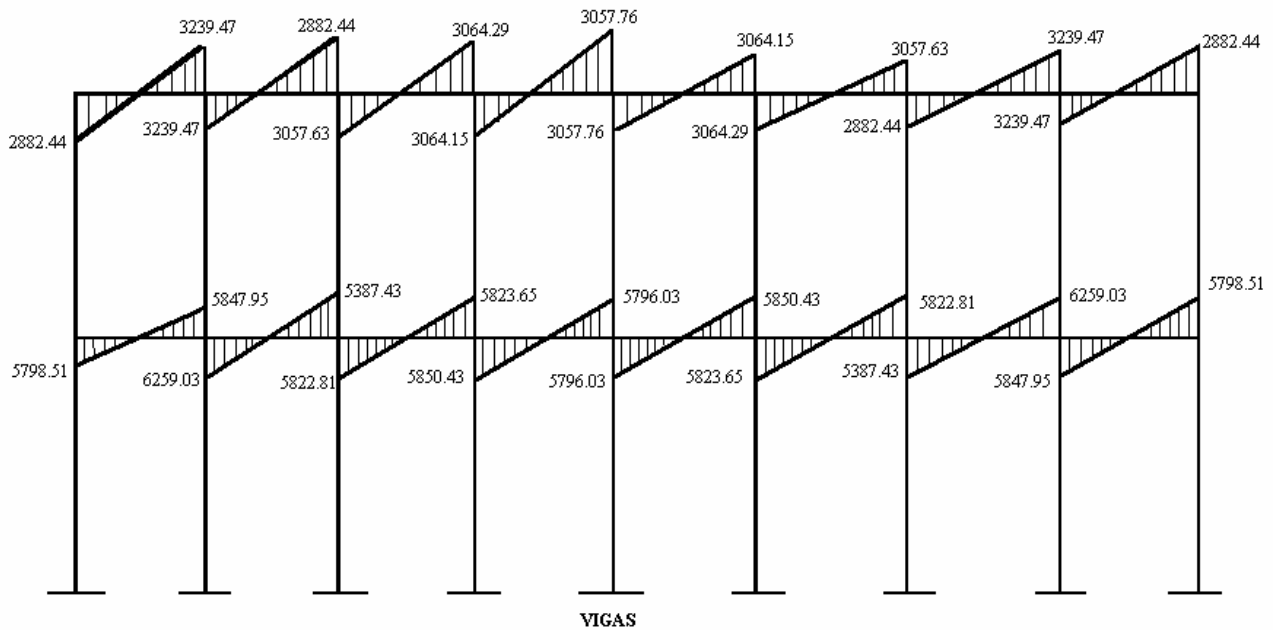
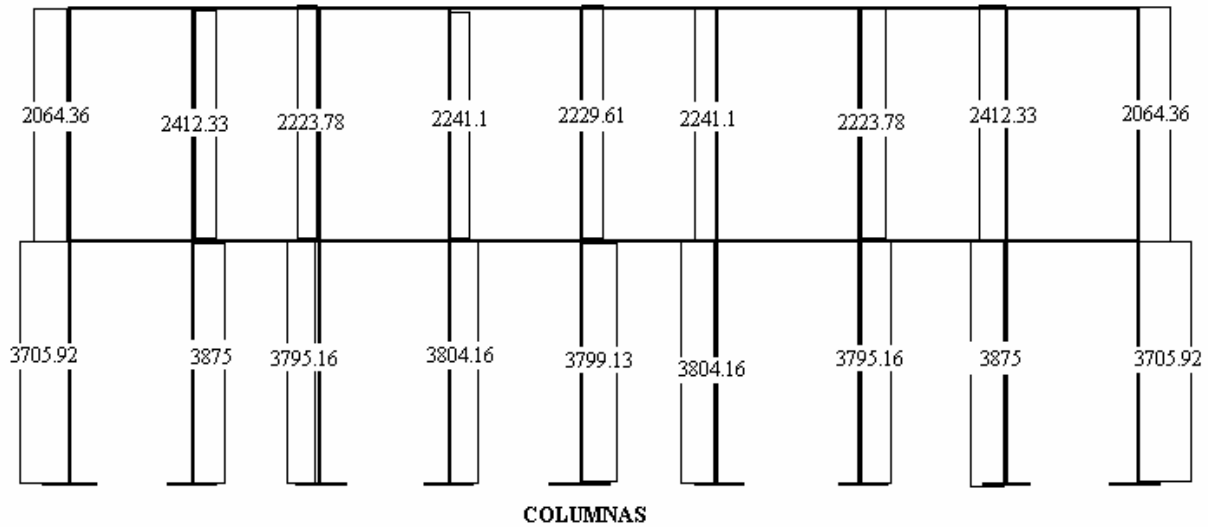


Figura 106. Diagrama de cortes últimos en columnas (kg) – sentido X.



2.2.14. Dimensionamiento

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Por tanto el diseño estructural es la actividad que se realiza por medio de una serie de cálculos, con el fin de dimensionar los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones de los elementos y la cantidad de refuerzo así como de concreto, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio.

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 la cargas que se presentaran en su vida útil.

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

Materiales:	$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
	$E_c = 15,100 (f'_c)^{1/2} \text{ Kg/cm}^2$	$W_{\text{concreto}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$
	$W_m = 250 \text{ Kg/m}^2$	
Recubrimientos:	Cimentación = 0.075 m	Columnas = 0.03 m
	Vigas = 0.04 m	Losas = 0.025 m
	$V_s = 16,000 \text{ Kg/m}^2$	

Espesor de losa (t) = 0.11 m.

2.2.14.1. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entresijos para transmitir cargas verticales o como diafragmas para transmitir cargas horizontales.

En las construcciones de concreto reforzado las losas se utilizan para proporcionar superficies planas y útiles. Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado (y se construye por lo general en forma monolítica con estas vigas), en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.

Las losas se pueden apoyar sólo en dos lados opuestos, caso en que la acción estructural de la losa es fundamentalmente en una dirección, puesto que transmite las cargas en la dirección perpendicular a la de las vigas de apoyo. También es posible que haya vigas en los cuatro lados, de modo que se obtiene una acción de losa en dos

direcciones. El acero de refuerzo de las losas se coloca principalmente en dirección paralela a las superficies de la losa. A menudo se utilizan barras de refuerzo rectas aunque para losas continuas las barras inferiores se doblan a veces hacia arriba para proporcionar el refuerzo negativo sobre los apoyos.

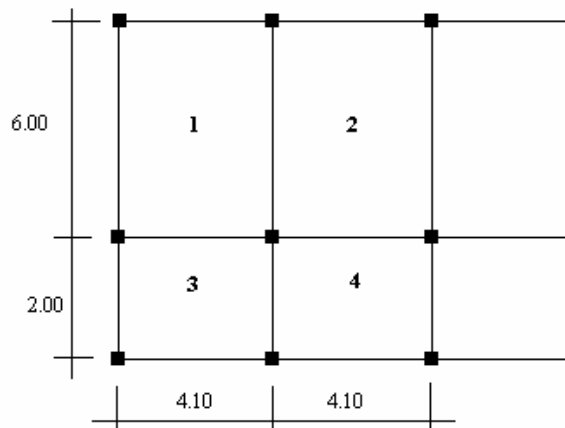
Por su espesor, pueden dividirse en: cascarones ($t < 0.09$), planas ($0.09 \leq t \leq 0.12$) y nervuradas ($t > 0.12$).

2.2.14.1.1. Diseño de losa del primer nivel

Para conocer si trabajan en uno o dos sentidos se divide el lado corto entre el lado largo, si este valor es mayor o igual a 0.50 trabaja en dos sentidos, de lo contrario trabajará en uno.

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. Para diseñarlas existen varios métodos en éste caso se utiliza el método 3 ACI. El espesor de la losa se calculó anteriormente y es $t = 0.11\text{m}$

Figura 107. Losas del edificio educativo.



$$m1 = m2 = 4.1/6.0 = 0.68 \quad \text{Armar en dos direcciones}$$

$$m3 = m4 = 2.00/4.10 = 0.5 \quad \text{Armar en dos direcciones}$$

El siguiente paso es el cálculo de cargas:

Carga muerta

Peso de la losa	(0.11) (2400) =	264 Kg/m ²
Carga muerta adicional		20 Kg/m ²
Mezclón		66 Kg/m ²
Peso de muros		250 Kg/m ²
Total de carga muerta		<hr/> 600 Kg/m ²

Carga viva: aulas 300 Kg/m² ; pasillo 500 Kg/m²

Carga última = 1.4 (carga muerta) + 1.7 (carga viva)

$$Cu_{1,2} = 1.4 (600) + 1.7 (300) = 840 + 510 = 1,350 \text{ Kg/m}^2$$

$$Cu_{3,4} = 1.4 (600) + 1.7 (500) = 840 + 850 = 1,690 \text{ Kg/m}^2$$

Para el cálculo de momentos se utiliza el método 3 del ACI por lo que se utilizan las siguientes fórmulas:

$$Ma^- = Ca^- (Cut)(a)^2$$

$$Ma^+ = Ca^+(Cvu)(a)^2 + Ca^+(Cmu)(a)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+(Cvu)(b)^2 + Cb^+(Cmu)(b)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(Cut)(b)^2$$

Donde:

Cut = Carga última total

Cvu = Carga viva última

Cmu = Carga muerta última

Ca = Coeficientes de tablas ACI

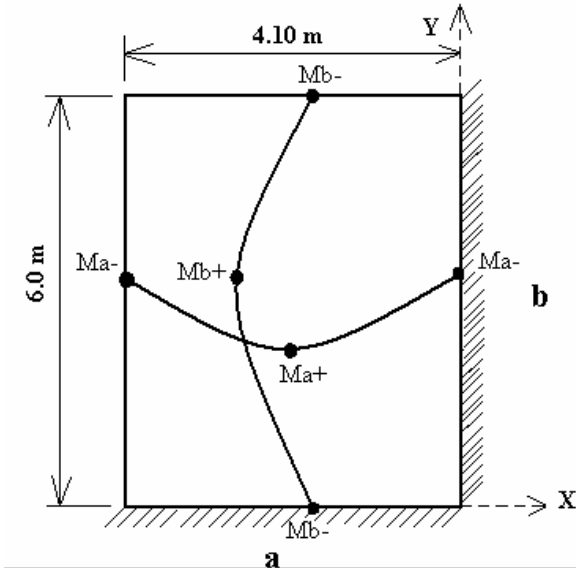
Cb = Coeficientes de tablas ACI

a = Es el lado menor de la losa analizada

b = Es el lado mayor de la losa analizada

Solución: Losa 1 (caso 4)

Figura 108. Diagrama de losas.



$$M = a/b = 4.10/6.0 = 0.68 \text{ usar } 0.70$$

Por tabla para 0.7 y caso 4. Por tanto

$$Ca^- = 0.081$$

$$Cb^- = 0.019$$

$$Ca^+_{cm} = 0.046$$

$$Ca^+_{cv} = 0.057$$

$$Cb^+_{cm} = 0.011$$

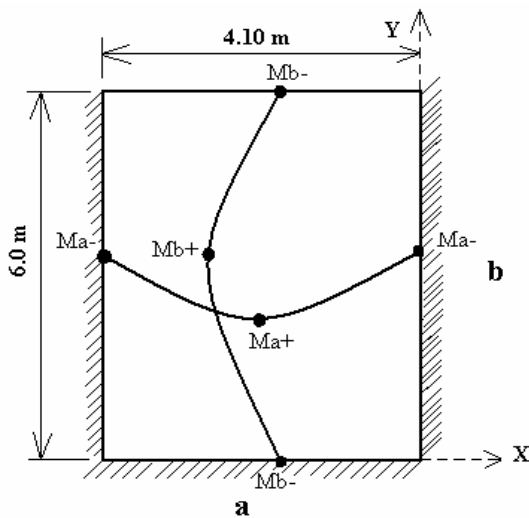
$$Cb^+_{cv} = 0.014$$

$$M(-)a = 0.081 (1,350)(4.10)^2 = 1838.17 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.019 (1,350)(6.0)^2 = 923.40 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_a = 0.057 (510)(4.10)^2 + 0.046(840)(4.10)^2 = 1,138.21 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_b = 0.014 (510)(6.0)^2 + 0.011 (840)(6.0)^2 = 589.68 \text{ kg-m}$$



Solución: Losa 2 (caso 9)

$$M = a/b = 4.10/6.0 = 0.68 \text{ usar } 0.70$$

Por tabla para 0.7 y caso 9. Por tanto

$$Ca^- = 0.081$$

$$Cb^- = 0.011$$

$$Ca^+_{cm} = 0.033$$

$$Ca^+_{cv} = 0.05$$

$$Cb^+_{cm} = 0.006$$

$$Cb^+_{cv} = 0.011$$

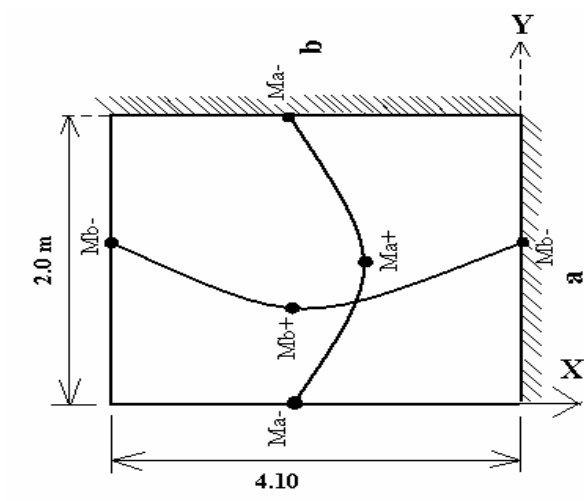
$$M(-)a = 0.081 (1,350)(4.10)^2 = 1838.17 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.011 (1,350)(6.0)^2 = 534.60 \text{ kg-m}$$

$$M(+)a = 0.05 (510)(4.10)^2 + 0.033(840)(4.10)^2 = 894.63 \text{ kg-m}$$

$$M(+)b = 0.011 (510)(6.0)^2 + 0.006 (840)(6.0)^2 = 383.40 \text{ kg-m}$$

Solución: **Losa 3 (caso 4)**



$$M = a/b = 2.0/4.10 = 0.497 \text{ usar } 0.50$$

Por tabla para 0.5 y caso 4. Por tanto

$$Ca^- = 0.094$$

$$Cb^- = 0.006$$

$$Ca^+_{cm} = 0.059$$

$$Ca^+_{cv} = 0.077$$

$$Cb^+_{cm} = 0.004$$

$$Cb^+_{cv} = 0.005$$

$$M(-)a = 0.094 (1,690)(2.0)^2 = 635.44 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.006 (1,690)(4.10)^2 = 170.45 \text{ kg-m}$$

$$M(+)a = 0.077 (850)(2.0)^2 + 0.059(840)(2.0)^2 = 460.04 \text{ kg-m}$$

$$M(+)b = 0.005 (850)(4.10)^2 + 0.004 (840)(4.10)^2 = 127.92 \text{ kg-m}$$

Solución: **Losa 4 (caso 8)**

$$M = a/b = 2.0/4.10 = 0.497 \text{ usar } 0.50$$

Por tabla para 0.5 y caso 8. Por tanto

$$Ca^- = 0.089$$

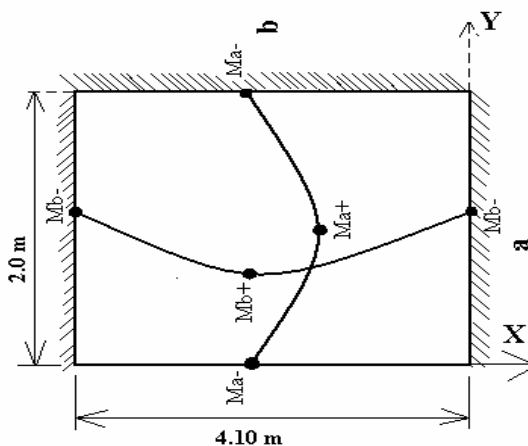
$$Cb^- = 0.01$$

$$Ca^+_{cm} = 0.056$$

$$Ca^+_{cv} = 0.076$$

$$Cb^+_{cm} = 0.004$$

$$Cb^+_{cv} = 0.005$$



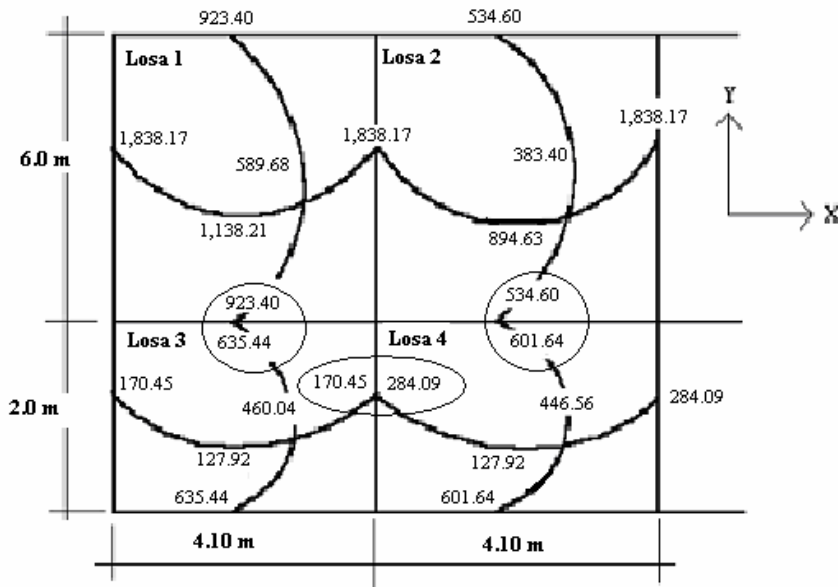
$$M(-)a = 0.089 (1,690)(2.0)^2 = 601.64 \text{ kg-m}$$

$$M(-)b = 0.01 (1,690)(4.10)^2 = 284.09 \text{ kg-m}$$

$$M(+)a = 0.076 (850)(2.0)^2 + 0.056(840)(2.0)^2 = 446.56 \text{ kg-m}$$

$$M(+)b = 0.005 (850)(4.10)^2 + 0.004 (840)(4.10)^2 = 127.92 \text{ kg-m}$$

Figura 109. Planta de momentos actuantes en losas típica – nivel 1.



2.2.14.1.2. Balance de momentos

Balance de momentos: Cuando dos losas están unidas en un lado en común, y tienen momentos diferentes en ese lado, se deben balancear los momentos antes de proceder a diseñar el refuerzo. Para este caso se pueden utilizar los siguientes métodos:

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} < M_{\text{menor}}$ $M_b = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2$

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$ Se balancean proporcionalmente a su rigidez

D1	D2
M1	M2
-dM*D1	+dM*D2
Mb	Mb

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

L = longitud de losa considerada

$$dM = M1 - M2$$

1 y 2 Índices de Mmayor y Mmenor

Balance de momentos entre losa 2 y 4:

$0.80 (601.64) = 481.31 < 601.64$, entonces:

$$Mb = (601.64 + 481.31)/2 = 568.12 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losa 3 y 4

$$0.80 (284.09) = 227.27 > 170.45 \quad K1 = 1/4.10 = \mathbf{0.24} \quad K2 = 1/4.10 = \mathbf{0.24}$$

$$D1 = 0.24/(0.24 + 0.24) = 0.5$$

$$D2 = 0.24/(0.24 + 0.24) = 0.5$$

$$dM = 284.09 - 170.45 = 113.64$$

$$(113.64 * 0.5) = 56.82$$

0.5	0.5
170.45	284.09
113.64	113.64
+56.82	-56.82
227.27	227.27

Balance de momentos entre losa 1 y 3

$$0.80 (923.40) = 738.40 > 635.44 \quad K1 = 1/2 = \mathbf{0.5} \quad K2 = 1/6 = \mathbf{0.1666}$$

$$D1 = 0.5/(0.5 + 0.1666) = 0.75$$

$$D2 = 0.1666/(0.5 + 0.1666) = 0.25$$

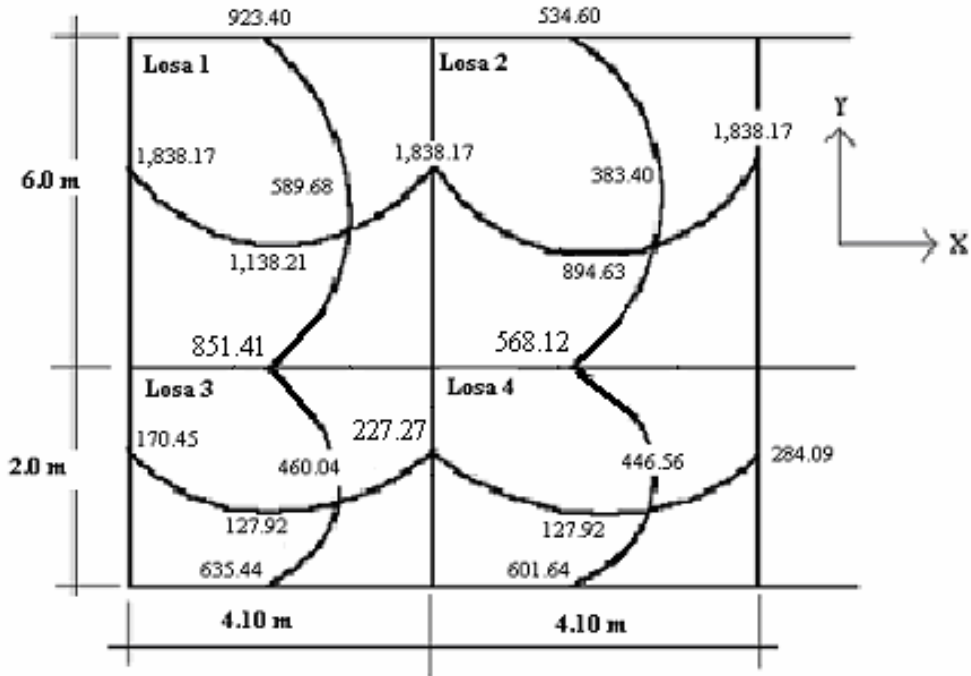
$$dM = 923.40 - 635.44 = 287.96$$

$$(287.96 * 0.75) = 215.97$$

$$(287.96 * 0.25) = 71.99$$

0.75	0.25
635.44	923.40
215.97	215.97
+215.94	-71.99
851.41	851.41

Figura 110. Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1.



Con los momentos balanceados de la figura anterior, se procede al cálculo del acero de refuerzo que se necesita en las losas.

2.2.14.1.3. Diseño del acero de refuerzo

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 es el siguiente:

Cálculo de peralte (D)

$$D = t \text{ de losa} - \text{recubrimiento} = 11 - 2.5 = 8.5 \text{ cm.}$$

Cálculo de límites de acero: El área de acero mínimo ($A_{smín}$) en una losa, se calcula como el 40% del área de acero de una viga, usando un ancho unitario de 1.00m.

Área de acero mínimo

$$A_{s\min} = (0.40) (14.1/F_y) * b * d = 0.40 (14.1/2810)(100)(8.5) = 1.71 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento S, se proponen varillas núm. 3 ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$1.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \rightarrow S = 41.52 \text{ cm}$$

$$S = (0.71 * 100) / 1.71 \Rightarrow S = 41.52 \text{ cm}$$

Chequear el espaciamento máximo $S_{\max} = 3t$ ó $S_{\max} = 0.30 \text{ m}$

$$S_{\max} = 3(0.11) = 0.33 \text{ m}, \text{ entonces usar } S_{\max} = 0.30 \text{ m}$$

Calcular A_s para S_{\max}

$$A_{s\min} \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm} \rightarrow A_{s\min} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = (0.71 * 100) / 30 \Rightarrow A_{s\min} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando $A_{s\min} = 2.37 \text{ cm}^2$

$$M_{As\min} = 0.90 \left[A_s * F_y \left(d - \frac{A_s * F_y}{1.7 f' c * b} \right) \right]$$

$$M_{sop} = 0.90 (A_s F_y (d - (A_s F_y / 1.7 f' c b)))$$

$$M_{sop} = 0.90 ((2.37)(2810) * (8.5 - (2.37)(2810) / (1.7)(210)(100)))$$

$$M_{sop} = 49,282.60 \text{ Kg-cm} = 498.29 \text{ Kg.-m}$$

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:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * F' c}} \right] \frac{0.85 * F' c}{F_y}$$

Los resultados se encuentran en la tabla LVIII.

Cálculo del espaciamento entre varillas de refuerzo

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

Tomando en cuenta que $S_{\max} = 3t$ o $S_{\max} = 30 \text{ cm}$

$S_{\max} = 3 * 0.11 = 33 \text{ cm}$, entonces se usa $S_{\max} = 30 \text{ cms}$

Revisión por corte: Todas las losas sometidas a esfuerzos de corte, deben ser resistidos por los mismos materiales. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben ser resistidos 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

$$V_{\text{máx}} = C_{uu} * L / 2 = (1,1690 * 4.10) / 2 = 3,464.50 \text{ Kg}$$

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

Cálculo del corte máximo resistente

$$V_r = 45 (f'c)^{1/2} t = 45 (210)^{1/2} (11) = 7,173.23 \text{ Kg}$$

Comparar V_r con $V_{\text{máx}}$.

Si $V_r > V_{\text{máx}}$ el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar t

Como $V_r > V_{\text{máx}}$ el espesor es el adecuado.

Tabla LVIII. Áreas de acero requeridas en losas típicas.

Momento (M)	Áreas de acero (As)	No.Varilla	Espacimientos (S)
568.12 Kg-m	2.71 cm ²	3	30
589.68 Kg-m	2.82 cm ²	3	26
851.41 Kg-m	4.12 cm ²	3	15
894.63 Kg-m	4.34 cm ²	4	30
1,138.21 Kg-m	5.58 cm ²	4	22
1,838.17	9.36	5	20

2.2.14.1.4. Diseño de losa del segundo nivel

El procedimiento es similar al anterior, variando el cálculo de carga viva y carga muerta por que no se incluye el peso provocado por muros; siendo así, solo se muestran los resultados en planos.

2.2.14.2. Diseño de vigas

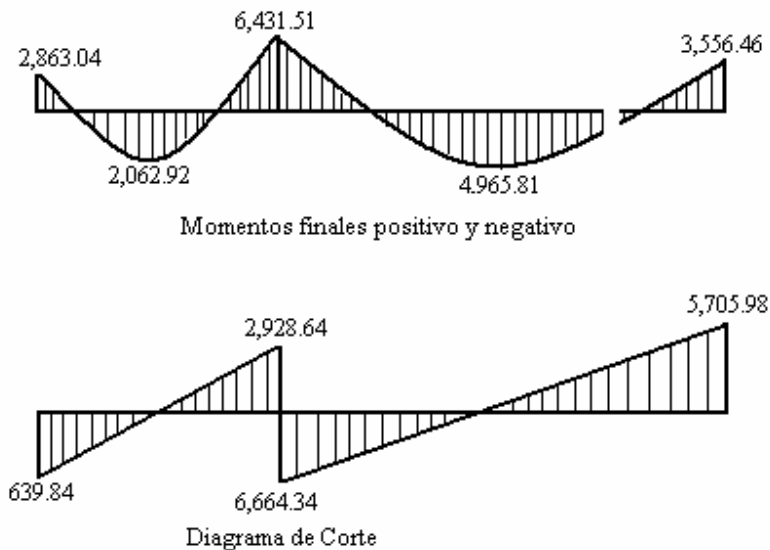
Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tensión en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de la compresión. Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión, tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión.

En una viga de concreto reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente.

Esta acción conjunta de los dos materiales, se garantiza si se impide su deslizamiento relativo, lo que se logra mediante la utilización de barras corrugadas con su alta resistencia por adherencia de la interfase acero-concreto y, si es necesario, mediante anclajes especiales en los extremos de las barras. Los datos necesarios para su diseño son los momentos y cortes últimos actuantes, estos se toman del análisis estructural. El procedimiento seguido para diseñar las vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga tipo 1.

Datos: Esta viga se ubica en el marco típico sentido Y, nivel 2. Los datos tomados del análisis estructural, se muestran en la siguiente figura. En la que se incluyen los momentos positivos, negativos, además de los cortes últimos.

Figura 111. Diagrama de momentos y corte últimos de la viga tipo 1.



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 siguiente:

Sección = 0.30 m x 0.60 m; peralte efectivo = 0.6 - 0.04 = 0.56 m

Fórmulas: $As_{mín} = 14.1/F_y * b * d$; $As_{máx} = 0.50 * 0.036946 * b * d$

$As_{mín} = (14.1/2810)(30)(56) = 8.42 \text{ cm}^2$

$As_{máx} = 0.50 (0.036949(30)(56)) = 31.03 \text{ cm}^2$

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

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

Tabla LIX. Cálculo del área de acero para viga tipo 1.

Momento	As cm ²	Varillas	Área cubierta
2,863.04 kg-m	2.04	3 núm. 6	8.55 cm ²
2,062.92 kg-m	1.47	3 núm. 6	8.55 cm ²
6,431.51 kg-m	4.64	3 núm. 6	8.55 cm ²
4,965.81 kg-m	3.57	3 núm. 6	8.55 cm ²
3,556.46 kg-m	2.54	3 núm. 6	8.55 cm ²

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

Cama superior: Se deben colocar, como mínimo, dos varillas o más de acero corridas tomando el mayor de los siguientes valores: Asmín o él 33% As calculada para momento negativo.

Cama inferior: Se deben colocar como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los valores: Asmín, 50% del As de M+ ó el 50% As del M-. El resto del acero, en ambas camas, se coloca como bastones y rieles.

Acero transversal (estribos): También se le llama refuerzo en el alma, en general éste se suministra en forma de estribos espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga según lo requerido. El diseño por cortante es importante en las estructuras de concreto, debido a que la resistencia del concreto a corte es considerablemente menor que la de compresión. 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 de corte resistente por el concreto:

$$V_r = 0.85 * 0.53 (f'c)^{1/2} b d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} (30)(56) = 10,967.65 \text{ Kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

V_u = Corte último calculados anteriormente.

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado

Si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones

$$V_s = V_u - V_r$$

$$U_s = V_s / b d'$$

$$S = A_v * F_y / U_s * b$$

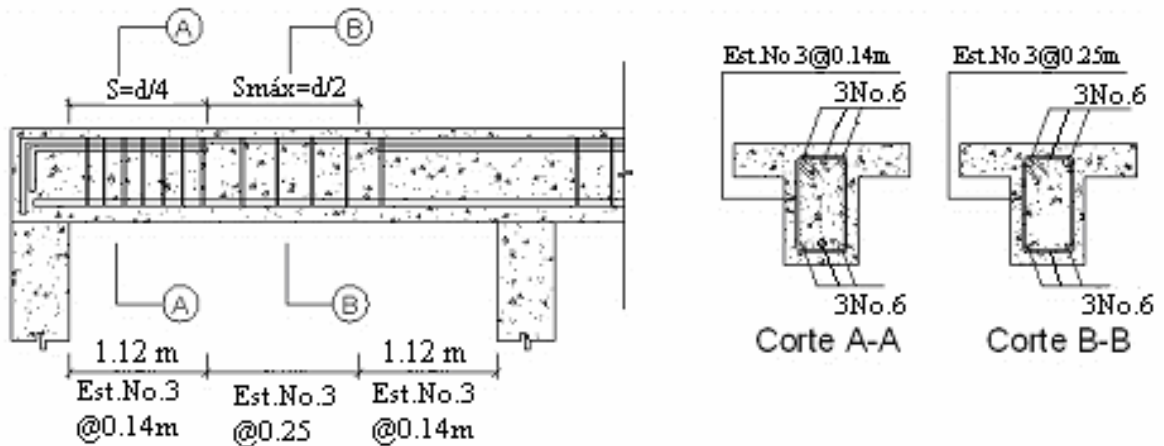
$$S_{\text{máx}} = d / 2 \text{ usar mínimo acero No. 3}$$

En este caso el corte máximo de la viga analizada es $V_u = 6,664.34 \text{ Kg}$ y $V_r = 10,967.65 \text{ Kg}$; como $V_r > V_u$ usar estribos No. 3 a $S_{\text{máx}} = d / 2 = 56 / 2 = 28 \text{ cm}$. Se colocan No. 3 @ 0.25 cm. El armado final de todas las vigas se muestra en planos.

Además de lo anterior, existen requisitos sísmicos que mandan confinar los estribos de las vigas en sus extremos, con el objetivo de darle mayor ductilidad en los nudos. Esto se hace de la forma siguiente:

Para este caso, $L_o = \text{longitud de confinamiento} = L_o = 2d = 2(56) = 112 \text{ cm}$. Colocando estribos No.3 a cada $d/4 = 14 \text{ cms}$.

Figura 112. Detalle de viga (ver planos).



2.2.14.3. Diseño de columnas

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

El refuerzo principal en las columnas, es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga. La relación del área de acero longitudinal A_s al área de la sección transversal bruta de concreto A_g está en el intervalo de 1% a 8%, conforme al código ACI del año 95, sección 10.9.1. El límite inferior es necesario para garantizar una resistencia a momentos flectores no tenidos en cuenta en el análisis y para reducir los efectos del flujo plástico y de la retracción de fraguado del concreto sometido a compresión sostenida.

Relaciones mayores que 0.08 no son solamente antieconómicas, sino que producen dificultades relacionadas con la congestión del refuerzo, en particular en las zonas de empalme del acero. Por lo general, se utilizan barras de los diámetros más grandes para reducir los costos de colocación y para evitar una congestión innecesaria.

Según el código ACI del año 95, sección 10.9.2, se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando éstas están encerradas por estribos regularmente espaciados y un mínimo de seis, cuando las barras longitudinales están encerradas por una espiral continua.

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 aplican en la columna del nivel 2.

2.2.14.3.1. Columna típica nivel 2

Dimensiones:

Sección de columna = 30 * 30

Longitud de columna = 3.00 m

Sección de viga 1 = 30 * 60

Longitud de viga 1 = 6.0 m

Sección de viga 2 = 30 * 60

Longitud de viga 2 = 4.10 m

Espesor de losa = 0.11

$M_x = 3,679.02 \text{ Kg-m}$

Area tributaria = 16.40

$M_y = 4,866.11 \text{ Kg-m}$

$V_{cx} = 2,412.33 \text{ Kg}$

$V_{cy} = 3,194.13 \text{ Kg}$

Determinación de la carga axial: $CU = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

$CU = 1.4 ((0.11 * 2400) + 60) + 1.7 (100) = 1.4 (324) + 170$

$= 453.60 + 170 = 623.60 \text{ Kg/m}^2$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = CU / (CM + CV) = 623.60 / (324 + 100) = 1.47$$

Cálculo de la carga axial: $P_u = (A_{\text{alosas}} * CU) + (P_{\text{vigas}} * F_{cu})$

$$P_u = (16.4 * 623.6) + ((0.30 * 0.60 * 2400 * (3.85 + 3.95)) * 1.47)$$

$$P_u = 15,180.35 \text{ Kg}$$

Clasificar las columnas por su esbeltez (E): Una columna es esbelta cuando los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud. Por su relación de esbeltez las columnas se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 > E > 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben de 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 (Ψ):

$$\Psi_A = (\sum K_{\text{col}}) / (\sum K_{\text{viga}})$$

Extremo superior: $\Psi_A = (\sum E_M I/2) / (\sum E_M I/2)$

E_M = como todo el marco es del mismo material = 1

I = La inercia se toma del análisis estructural

$$\Psi_A = 0.33 / (0.33 + 0.25 + 0.33 + 0.25) = 0.28$$

Extremo inferior $\Psi_B = (0.33 + 0.25) / (0.33 + 0.25 + 0.33 + 0.25) = 0.50$

Promedio $\Psi_P = (\Psi_A + \Psi_B) / 2 = (0.28 + 0.50) / 2 = 0.39$

Cálculo de coeficiente K: $K = ((20 - \Psi P)/20)(1 + \Psi P)^{1/2}$ Para $\Psi P < 2$
 $K = 0.90 (1 + \Psi P)^{1/2}$ Para $\Psi P > 2$
 Entonces e utiliza $K = ((20 - \Psi P)/20)(1 + \Psi P)^{1/2}$
 $K = ((20 - 0.39)/20)(1 + 0.39)^{1/2} = 1.16$

Cálculo de la esbeltez de la columna

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

$$E = (1.16 * 3.00) / (0.30 * 0.30) = 38.67$$

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

$$\Psi A = 0.33 / (4 + 1.33) = 0.06$$

$$\Psi B = (0.33 + 0.25) / (4 + 1.33) = 0.11$$

$$\Psi P = (\Psi A + \Psi B) / 2 = (0.06 + 0.11) / 2 = 0.085$$

$$K = ((20 - 0.085)/20)(1 + 0.085)^{1/2} = 1.04$$

$$E = (1.03 * 3.00) / (0.30 * 0.30) = 34.67$$

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.

2.2.14.3.2. Magnificación de momentos:

Cuando se hace un análisis estructural de segundo orden, en el cuál 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 la 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.

El magnificador de momentos (δ), es un factor de seguridad por el cual deben multiplicarse los momentos últimos en columnas, para evitar el pandeo.

Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = C_{Mu} / C_U = 453.6 / 623.6 = 0.73$$

Cálculo del EI total del material

$$EI = (E_c * I_g / 2.5) / (1 + \beta_d); E_c = 15,100 (f'c)^{1/2}; I_g = (1/12) bh^3$$

$$EI = ((15,100(210)^{1/2})(30^4/12)/2.5) / (1 + 0.73) = 3.41 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 341 \text{ T-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \pi^2 (EI) / (Klu)^2 = \pi^2 (341.51) / (1.16 * 3.00)^2 = 278.32 \text{ Ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos

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

$\delta > 1$ y $\Phi = 0.70$ si se usan estribos

$$\delta = 1 / 1 - (15.18 / 0.70 * 278.32) = 1.08$$

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

$$M_{dx} = 1.08 (3,679.02) = 3,973.34 \text{ Kg-m}$$

Sentido Y

$$\beta d = 453.6 / 623.6 = 0.73$$

$$EI = ((15,100(210)^{1/2})(30^4/12)/2.5) / (1 + 0.73) = 3.37 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 341.51 \text{ T-m}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (341.51) / (1.04 * 3.00)^2 = 346.25 \text{ Ton} ; \delta = 1 / 1 - (15.18 / 0.70 * 346.25) = 1.07$$

$$M_{dy} = 1.07 (4,866.11) = 5,206.74 \text{ Kg-m}$$

2.2.14.3.3. Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER

2.2.14.3.3.1. Acero longitudinal:

Existen varios métodos para calcular el acero longitudinal en columnas. En este caso se utilizará el método de carga inversa, que es un método simple y aproximado desarrollado por Bresler. Este método sencillo ha sido comprobado satisfactoriamente mediante comparación de resultados en gran cantidad de ensayos y cálculos precisos.

Este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además es uno de los métodos más utilizados, porque su procedimiento es tan sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental del método de Bresler es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los tres valores: carga axial pura ($P'o$), la carga de falla para una excentricidad e_x ($P'x_o$) y la carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

Existen varios métodos y que se aplican dependiendo del 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 de este tipo de columnas requiere un procedimiento difícil, pero existen métodos aproximados que dan buenos resultados, uno de éstos es el de Bresler, este método sencillo ha sido comprobado mediante resultados de ensayos y cálculos exactos.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo de límites de acero: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes

límites $1\% A_g < A_s < 8\% A_g$

$A_{s\text{mín}} = 0.01 (30 \times 30) = 9 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{máx}} = 0.08 (30 \times 30) = 72 \text{ cm}^2$

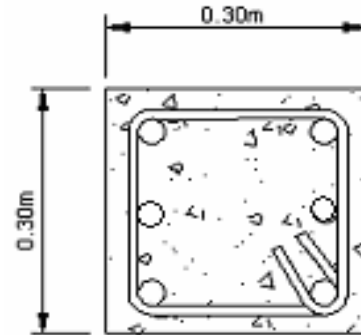


Figura 113. Sección de columna.

Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de $A_{s\text{mín}}$.

Armado propuesto $6 \text{ o. } 5 = 6(1.95) = 11.40 \text{ cm}^2$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas.

Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica $Y = X = d/h = 0.24/0.30 = 0.80$

Valores de la curva: $\rho\mu = A_s F_y / 0.85 f'_c A_g = (11.40)(2810) / 0.85 (210)(900) = 0.20$

Excentricidades: $e_x = M_{dx} / P_u = 3,973.34 / 15,180.35 = 0.26$

$e_y = M_{dy} / P_u = 5,206.74 / 15,180.35 = 0.34$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$e_x / h_x = 0.26 / 0.30 = 0.86$ $e_y / h_y = 0.34 / 0.30 = 1.13$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , estos son: $K_x = 0.28$ y $K_y = 0.14$

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex:

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0.28)(210)(30*30) = 52,920 \text{ Kg}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey:

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.14)(210)(30*30) = 26,460 \text{ Kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'_o = \Phi(0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s F_y) = 0.70(0.85*210 (900 - 11.40) + (11.4*2810))$$

$$P'_o = 133,454.37 \text{ Kg.}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'_u = 1 / (1 / P'_{ux} + 1 / P'_{uy} - 1 / P'_o) = 1 / (1 / 52,920) + (1 / 26,460) - (1 / 133,454.37)$$

$$P'_u = 22,326.80 \text{ Kg}$$

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.

2.2.14.3.3.2. Cálculo del acero transversal (estribos)

Después de calcular el acero longitudinal de las columnas, es necesario proveer refuerzo transversal por medio de estribos 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 esfuerzo de ruptura del concreto y además permite una deformación unitaria mayor del elemento.

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductibilidad, con el objetivo de que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductibilidad de la columna. El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

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 $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d / 2$

Si $V_r = V_u$ se diseñan los estribos por corte

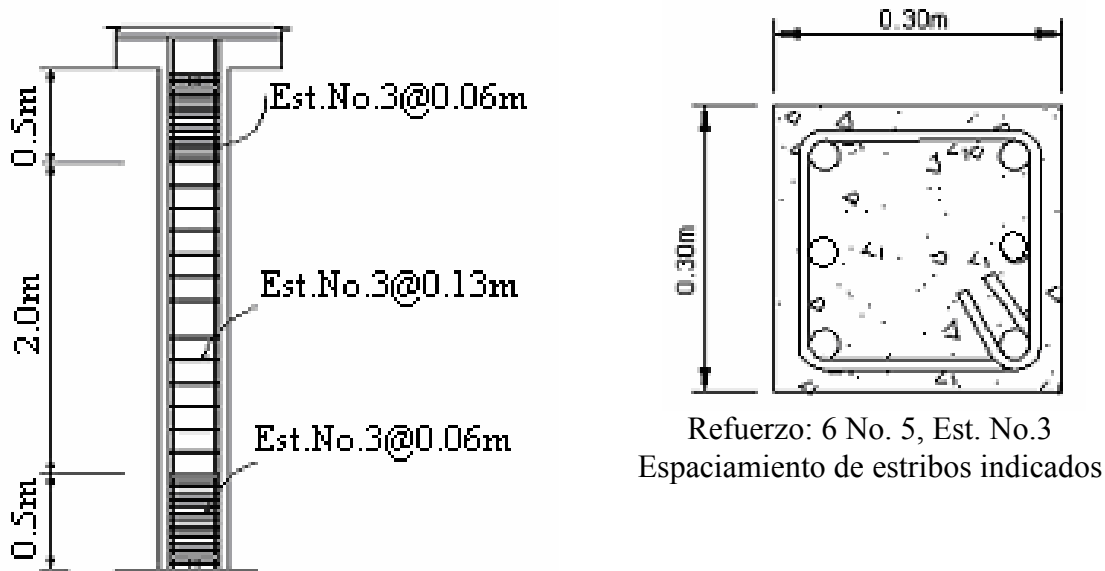
Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la No. 3, en este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a $S = d / 2 = 27 / 2 = 13. \text{ cm}$

2.2.14.3.3.3. Refuerzo por confinamiento:

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones.

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

Figura 114. Diagrama de confinamiento en columna .



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

$$S1 = d/4 = 027 / 4 = 6.5 \text{ cm}$$

Los resultados del diseño de la columna típica, ubicada en el nivel 1 se puede observar en los planos. El procedimiento que se debe seguir es el descrito anteriormente, teniendo en cuenta que la carga axial utilizada se calcula de la siguiente manera.

Carga axial = (área tributaria)(CU) + (carga de la columna del nivel superior) + (peso de vigas)(FCU) + (peso propio de la columna del nivel superior)(FCU).

2.2.14.4. Diseño estructural en mampostería

Muros de carga: 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.

2.2.14.4.1. 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 considera las paredes doblemente empotradas. 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 analizará sólo el sentido y.

Se calculan 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 $R_{eq} = R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n$

$$R_{eq} = 1 / (1 / R_1 + 1 / R_2 + \dots + 1 / R_n)$$

Donde $R_1, R_2 \dots R_n$ tienen un valor igual a la rigidez total calculada.

El centro de corte de los muros: Al valor de la rigidez de cada uno de los muros se propone a calcular el centro de corte de los muros; se toma como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido. Las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E$$

La sumatoria se efectúa 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

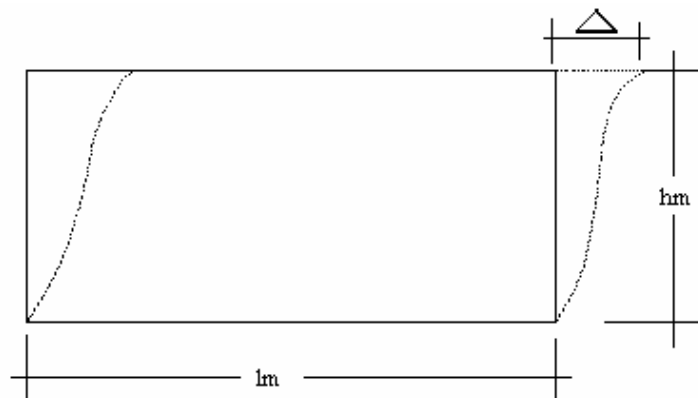
Carga lateral y su distribución: Las cargas laterales son las que corren en el sentido paralelo a la superficie terrestre y pueden ser por sismo y viento. Las cargas por sismo son las que se integran para edificios de concreto y/o mampostería. La integración y su distribución puede hacerse por el método 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 promedio) se calcula el momento de volteo total (M_v), luego se distribuye este momento en cada muro.

2.2.14.4.2. Diseño de muro de mampostería:

b) **Cálculo de la rigidez de los muros:** Debido a que la cubierta es de losa de concreto, los muros se consideran doblemente empotrados

Figura 115. Elevación típica de muro de mampostería.



$$\text{Fórmulas } \Delta = (P * (1 * a^3 + 3 * a)) / E * t_m$$

$$R = t_m / (1 * a^3 + 3 * a)$$

$$a = h_m / l_m$$

Donde: P = Carga lateral

R = rigidez

tm = espesor del muro

hm = altura del muro

lm = longitud del muro

Em = módulo de mampostería

$$a = hm / lm$$

Para nivel 1: $a = 4.0 / 5.70 = 0.70$

Para nivel 2: $a = 3.0 / 5.70 = 0.53$

Tm = espesor de muro = 0.19 m.

Nivel 1: $R = 0.19 / (0.7^3 + 3*0.7) = 0.11$

Nivel 2: $R = 0.19 / (0.53^3 + 3*0.53) = 0.078$

Tabla LX. Rigidez en muros.

Rigidez en muros

MURO	Lm	Hm	a	Tm	R*E
Nivel 2					
1	5.7	3.00	0.53	0.19	0.110
2	5.7	3.00	0.53	0.19	0.110
3	5.7	3.00	0.53	0.19	0.110
4	5.7	3.00	0.53	0.19	0.110
5	5.7	3.00	0.53	0.19	0.110
Nivel 1					
1	5.7	4.00	0.70	0.19	0.078
2	5.7	4.00	0.70	0.19	0.078
3	5.7	4.00	0.70	0.19	0.078
4	5.7	4.00	0.70	0.19	0.078
5	5.7	4.00	0.70	0.19	0.078

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, ya que no afecta el análisis.

d) **Cálculo de centro de corte de muros**

Tabla LXI. Centro de corte de muros, sentido Y.

Muro	R*E	X1	X1*R
Nivel 2			
1	0.110	0.00	0.00
2	0.110	8.20	0.90
3	0.110	16.40	1.81
4	0.110	24.60	2.71
5	0.110	32.80	3.61
Sumatoria	0.551		9.03

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E = 9.03 / 0.551 = 16.39 \text{ m}$$

Para el nivel 1 $X_{cc} = 16.40 \text{ m}$

c) **Cálculo del centro de masa**

Tabla LXII. Centro de masa en muros.

Muro	Lm	Xi	Xi*Lm
1	5.7	0.00	0.00
2	5.7	8.20	46.74
3	5.7	16.40	93.48
4	5.7	24.60	140.22
5	5.7	32.80	186.96
Sumatoria	28.50		467.40

$$X_{cc} = (\sum X_i * l_m) / \sum l_m = 467.40 / 28.50 = 16.40 \text{ m}$$

Centro de masa de techos $X_{cm} = 32.80 / 2 = 16.40$ (simétrico).

d) Cálculo de carga total uniformemente distribuida en muro nivel 2

$$W = (\text{área tributaria} * \text{espesor de losa} * \text{peso del concreto}) / \text{longitud muro} + 432$$

$$W = (16.2 * 0.11 * 2400) / 6.0 + 432$$

$$W = 1,144.80 \text{ Kg. / m}$$

Carga lateral nivel 2

La determinación de la fuerza por nivel se realizó anteriormente en donde se obtuvo la fuerza por nivel del nivel 2 = 35,11 Kg

Cálculo del momento de volteo

$$V_b = 35,398.11 \text{ Kg}$$

$$M_v = \text{Momento de volteo} = 34,752.11 * 3.00 = 104,256.33 \text{ kg-m}$$

Excentricidad de la carga lateral

Con sismo en y

$$e_y = X_{cm} - X_{cc} = 16.40 - 16.40 = 0$$

$$e_{mín} = 0.05 * 32.80 = 1.64 \text{ m}$$

$$T_{px} = 34,752.11 * 1.64 = 56,993.46$$

Tabla LXIII. Distribución de la carga lateral, sentido Y.

Muro	R	X _{cc}	R*X _{cc} ²	(R/ R)*P	(X*R/ R*X _{cc} ²)*T _p	Fi
1	0.110	16.40	29.63	6950.42	1390.08	8340.51
2	0.110	8.20	7.41	6950.42	695.04	7645.46
3	0.110	0.00	0.00	6950.42	0.00	6950.42
4	0.110	-8.20	7.41	6950.42	-695.04	6255.38
5	0.110	-16.40	29.63	6950.42	-1390.08	5560.34
Sumatoria	0.551		74.07			

Tabla LXIV. Distribución del momento de volteo.

Muro	Ry	Mvi
1	0.110	20851.27
2	0.110	20851.27
3	0.110	20851.27
4	0.110	20851.27
5	0.110	20851.27
Sumatoria	0.551	

Para el diseño, sólo se calcula el muro 1, porque son iguales los muros 2, 3, 4 y 5 respectivamente.

2.2.14.4.3. Diseño a compresión

Cálculo del esfuerzo en compresión actuante será

$$f_{com} = WL / A_e$$

Donde $A_e = \text{Área efectiva} = (19 \times 39) - (5.7 \times 11.8 \times 2 + 17.4 \times 11.8)$

$$A_e = 401.16 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 401.16 / (19 \times 39) = 0.54 * \text{Área nominal}$$

$$A_e = 0.54 * (570 \text{ cm}) (20 \text{ cm}) = 6156 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{com} &= (1,144.8)(5.70\text{m}) / 6156 \\ &= 1.06 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El esfuerzo admisible de compresión será:

$$F_a = 0.20 f'_m (1 - (h' / 42 t)^3)$$

$f'_m = \text{Esfuerzo permisible de mampostería a compresión}$

$$= 0.20 (50) (1 - ((0.80 \times 3.00) / 42 \times 0.20)^3)$$

$$= 9.76 \text{ Kg/cm}^2$$

El refuerzo admisible se reducirá hasta el 50%, si la construcción no cuenta con la supervisión adecuada. El esfuerzo admisible será:

$$F_a = 0.50 * 9.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 4.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a > f_{com}$$

Como f_{com} es menor que F_a se diseña con refuerzo mínimo

2.2.14.4.4. 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:

$$f'_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$S_m = (1/6) * t_m * l_m^2$$

$$F_m = 0.33 f'_m = 16.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = M / S_m$$

Muro No. 1 Largo (l_m) = 570 Ancho t_m = 19

Momento = 20,851.27

$$f_m = 20,851.27 / (1/6)(19)(570) = 11.55$$

$F_m > f_m$; Como el valor de f_m es menor que F_m , se diseña con refuerzo mínimo

2.2.14.4.5. Diseño a corte:

El refuerzo a corte lo constituyen las soleras o refuerzos horizontales.

Si $f_v < F_v$ se utiliza refuerzo mínimo

Si $f_v > F_v$ 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_v = área de acero de la solera

S = separación de soleras

d = peralte efectivo

$f_s = 0.50 * F_y$; área de acero horizontal $A_v = (V * s) / (f_s * d)$

A continuación se muestra el procedimiento de refuerzo para el muro No. 1

Datos: $F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$ $d = 1.50 \text{ cm}$ (igual en todos los muros)

$t_m = 19 \text{ cm}$ (igual en todos los muros) $l_m = 570 \text{ cm}$

$V_s = 8,340.51 \text{ Kg}$

Revisión:

Fórmulas: $f_v = V_d / (100 * l_m * t_m)$

$F_v = K * \sqrt{f'_m}$

Donde: V_d = corte de diseño

$f'_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$

Valores de k: $K = 0.3$ (constante para bloques)

Entonces: $F_v = 0.30 * \sqrt{50} = 2.12 \text{ Kg/cm}^2$

$f_v = (1.5 * 8,340.51) / (100 * 570 * 19) = 0.012 \text{ Kg/cm}^2$

$F_v > f_v$ refuerzo mínimo

A continuación se muestra en la siguiente tabla los resultados para el muro del primer nivel, donde se analiza el muro por corte flexión y compresión. Para la carga distribuida uniformemente se debe considerar el (peso de muro del nivel superior) + (carga tributaria del nivel superior) + (carga tributaria del nivel analizado).

Tabla LXV. Diseño a corte de los muros.

Muro	Corte	Largo (lm)	Ancho (tm)	Fv	fv
Nivel 2					
1	8,496	570	19	2.12	0.012
Nivel 1					
1	7,345.68	570	19	2.12	0.011

Como se puede observar, todos los valores de fv son menores que Fv, por lo tanto se diseñan los muros con refuerzo mínimo.

2.2.14.4.6. Refuerzos mínimos vertical y horizontal para muro

Según código ACI $As_{mínv} = 0.0007 * tm * lm$

$As_{máxh} = 0.0013 * tm * hm$

Con $tm = 19$ cm (constante en todos los muros). En la siguiente tabla se muestra los resultados de los refuerzos mínimos horizontales y verticales.

Tabla LXVI. Refuerzo horizontales y verticales de los muros.

Muros	Altura (hm) Cm	Largo (lm) cm	Refuerzo horizontal (cm ²)	Refuerzo vertical (cm ²)
Nivel 2	300.00	570.00	7.41	9.57
Nivel 1	400.00	570.00	9.88	9.57

Refuerzo vertical = $9.57 \text{ cm}^2 = 6 \text{ No. } 4 @ 0.80$

Refuerzo horizontal = $7.41 \text{ cm}^2 = 4 \text{ No. } 5 \text{ (nivel 2) Soleras}$
= $9.88 \text{ cm}^2 = 8 \text{ No. } 4 \text{ (nivel 1) Soleras}$

La distribución del refuerzo horizontal y vertical para los muros se muestra en planos de cimientos, columnas y muros típicos.

2.2.15. Cimientos

2.2.15.1. Suelo

2.2.15.1.1. Definición de suelo y roca

Suelo: Se define como cualquier material no consolidado compuesto de distintas partículas sólidas con gases o líquidos incluidos. El suelo en general contiene una amplia variedad de materiales tales como: Grava, arena, mezclas arcillosas y limos.

Roca: En ingeniería se define como material endurecido que para excavarlo se necesitan usar taladros, explosivos y otros procedimientos de fuerza bruta. El grado mínimo que caracteriza a una roca es una resistencia a compresión de 14PSI.

2.2.15.1.2. Análisis de la capacidad del suelo

Valor soporte del suelo: También llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos, es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante. Esta resistencia a la fuerza cortante equivale a su vez, a la suma de dos componentes fricción y cohesión.

El cálculo del valor soporte se realizó por el método de Terzaghi, para el ensayo se obtuvo una muestra de 1 pie³, no consolidado ni drenado. El suelo tiene una descripción de arcilla orgánica con limo color café.

Cálculo del valor soporte:

Coefficiente de cohesión = 1.10 Ton / m²

Ángulo de fricción Interna $\Phi = 16.34^\circ$

Base = 1.50 m

$\gamma_{\text{suelo}} = 1.4 \text{ Ton/m}^3$

Desplante = 1.00 m

Factor de seguridad = 3

$$\phi_{rad} = \frac{\phi * \pi}{180} = \frac{16.34 * \pi}{180} = 0.2852 \text{ rad}$$

Factor de flujo de carga

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \phi_{rad}\right) \tan \phi}}{2 * \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0.2852\right) \tan(0.2852)}}{2 * \cos\left(45 + \frac{0.2852}{2}\right)} \Rightarrow Nq = 5.02$$

Factor de flujo de carga última

$$Nc = \cot \phi * (Nq - 1) = \cot(0.2852) * (5.02 - 1) \Rightarrow Nc = 13.71$$

Factor de flujo de γ

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi = 2(5.02 + 1) \tan(0.2852) \Rightarrow N\gamma = 3.53$$

Capacidad portante última

$$q_0 = 0.4 * \gamma_{\text{suelo}} * B * N\gamma + 1.3CNc + \gamma_{\text{suelo}} * D * Nq$$

$$q_0 = 0.4(1.4 * 1.5 * 3.53) + 1.3(1.10) * (13.71) + (1.4 * 1.00 * 5.02) = 29.60 \text{ Ton/m}^2$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_{suelo} * D_q = 29.60 - (1.4 * 1) = 28.20 \text{ Ton/m}^2$$

Capacidad soporte del suelo

$$V_s = q_{on} / FS = 28.20 / 3 = 9.40 \text{ Ton/m}^2$$

2.2.15.2. Diseño de cimiento

Cimiento es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o rocas subyacentes. Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; esto 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.

Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada es necesario:

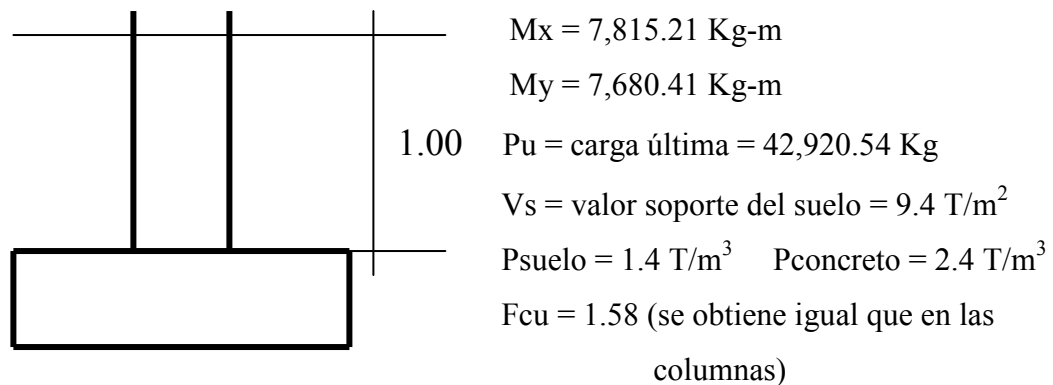
- Transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente
- Distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a cimentaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir la carga hasta estratos más profundos y de mayor firmeza. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

2.2.15.2.1 Zapata tipo 1

Las zapatas para columnas individuales son por lo general cuadradas, algunas veces rectangulares y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico. Su utilización para columnas exteriores tiene algunas dificultades si los derechos de propiedad impiden la utilización de zapatas que se extiendan más allá de los muros exteriores.

Figura 116. Desplante de zapata.



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:

$$P'u = P_u / F_{cu} = 42,920 / 1.58 = 27,160 \text{ Kg}$$

$$M'x = 7,815.21 / 1.58 = 4,946.34 \text{ Kg-m}$$

$$M'y = 7,680.41 / 1.58 = 4,861.96 \text{ Kg-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata: $Az = 1.5 P' / Vs = (1.5 \cdot 27,160) / 9,400$. $Az = 4.33 \text{ m}^2$ Se propone usar dimensiones aproximadas $Az = 2.10 \times 2.10 = 4.41 \text{ m}^2$

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 (Vs), para la zapata y se tiene:

$$Sx = Sy = (1/6)2.10 \cdot 2.10^2 = 1.54 \text{ m}^3$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 27.16 + (4 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \cdot 2.4) + (4.41 \cdot 1 \cdot 1.4) + (4.41 \cdot 0.35 \cdot 2.4) = 37.90 \text{ Ton}$$

$$q = 37.90 / 4.41 \pm 4.95 / 1.54 \pm 4.86 / 1.54$$

$$q_{\text{máx}} = 14.96 \text{ T/m}^2 \quad \text{no cumple, excede el } Vs$$

$$q_{\text{mín}} = 2.22 \text{ T/m}^2 \quad \text{no cumple}$$

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

$$\text{Segundo predimensionamiento: Área propuesta } Az = 2.68 \cdot 2.68 = 7.18 \text{ m}^2$$

$$Sx = Sy = (1/6)2.68 \cdot 2.68^2 = 3.21 \text{ m}^3$$

$$P = 27.39 + (4 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \cdot 2.4) + (7.18 \cdot 1 \cdot 1.4) + (7.18 \cdot 0.41 \cdot 2.4) = 45.37 \text{ Ton}$$

$$q = 45.37 / 7.18 \pm 4.95 / 3.21 \pm 4.86 / 3.21$$

$$q_{\text{máx}} = 9.38 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, no excede el } V_s$$

$$q_{\text{mín}} = 3.26 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, sólo compresiones}$$

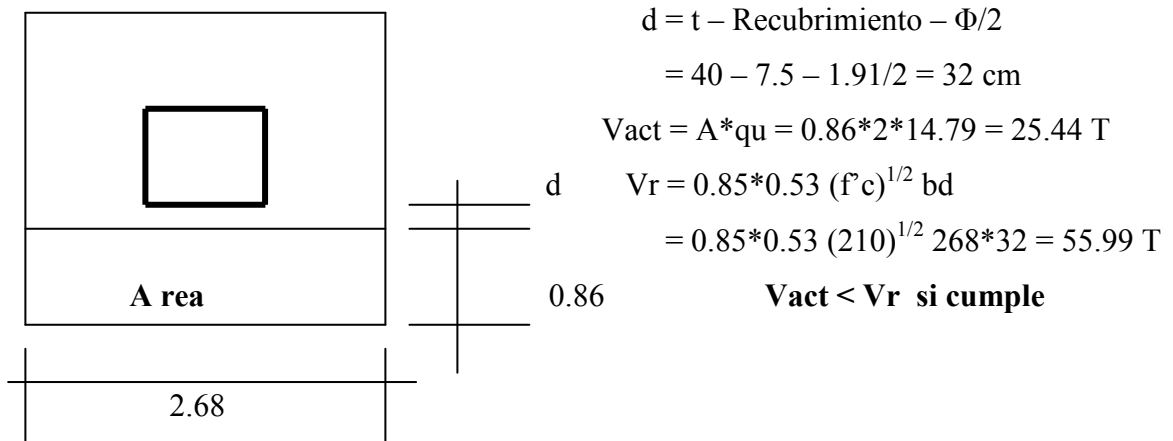
a) Presión última: Como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida en forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión última usando el criterio: $q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 9.38 * 1.58 = 14.82 \text{ T/m}^2$

b) 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 0.15m. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

Al considerar lo anterior, se asume $t = 0.40 \text{ m}$. Luego se hacen las revisiones siguientes:

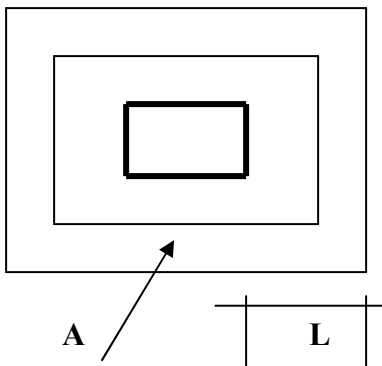
c) Chequeo por corte simple: La falla de las zapatas por esfuerzo cortante ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, esto se hace de la forma indicada a continuación:

Figura 117. Corte simple.



d) Revisión de corte punzonante: La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzo 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:

Figura 118. Corte punzonante.



$$V_{act} = A \cdot q_u = (2.68^2 - 0.62^2) \cdot 14.79$$

$$V_{act} = 100.54 \text{ T}$$

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

$$V_r = 0.85 \cdot 1.06 (210)^{1/2} 62 \cdot 4 \cdot 32$$

$$V_r = 103.61 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_r \text{ si chequea}$$

e) 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.

f) Momento último: Éste se define tomando la losa en voladizo con la fórmula $M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 14.79 \cdot 1.19^2 / 2 = 10.47 \text{ Ton-m}$, 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:

$$A_s = (b \cdot d - ((b \cdot d)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'_c))^{1/2} (0.85 f'_c / F_y)$$

$$A_s = 13.09 \text{ cm}^2; A_{s \text{ mín}} = 0.002 \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 100 \cdot 32 = 6.4 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_s$; donde $S < 0.45 \text{ m}$. Si se usa varilla No. 6 se tiene $S = 2.85 / 13.09 = 0.21 \text{ m}$. Por seguridad se usará un $S = 0.20 \text{ m}$.

Armado = 1 varilla No. 6 @ 20 cm

2.2.15.2.2 Zapata tipo 2 (combinada)

Para el diseño de la zapata 2 se diseño, ya que las dimensiones de 2.68m * 2.68m que son las calculadas anteriormente, se tiene el problema del espacio, ya que se traslapan las zapatas de las columnas más cercanas, pues el espacio que se tiene de centro de columna a columna es de 2.00m. El criterio utilizar se describe a continuación.

Datos:

$$P1 = 42.92 \text{ Ton} \quad P2 = 20 \text{ Ton}$$

$$M1 = 7.02 \text{ Ton-m} \quad M2 = 6.93 \text{ Ton-m}$$

$$Vs = 9.4 \text{ Ton/m}$$

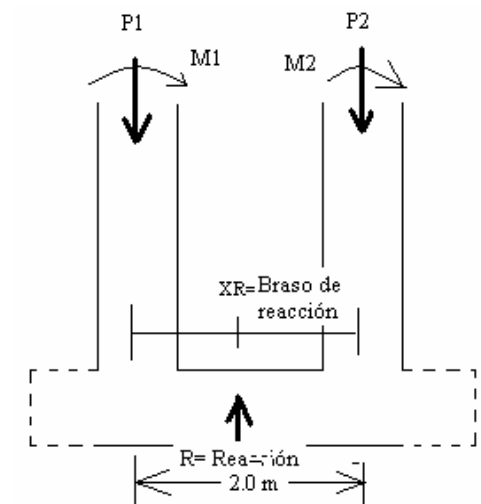
Columnas de 0.30m*0.30m

a) Encontramos primero la reacción.

$$R = 42.92 + 20 = 62.92 \text{ Ton.}$$

$$Fv = 0 \text{ (positivo hacia arriba)}$$

Figura 119. Zapata combinada.



c) Encontrando el brazo de la reacción, realizamos sumatoria de momentos.

$$\sum M2 = 0 +$$

$$XR = ((42.92 * 2) - 6.93 - 7.02) / 62.92$$

$$XR = 1.13 \text{ m}$$

Esto nos indica que la distancia del centro de la columna con carga de 20 Ton. a la reacción es de 1.13 m.

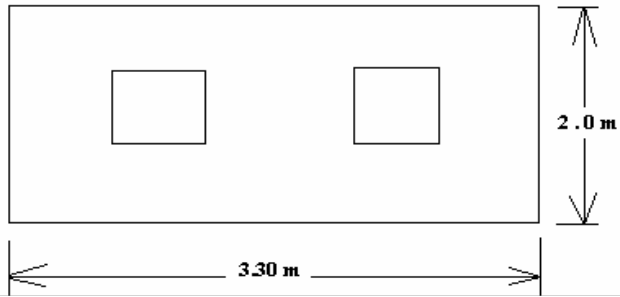
d) Longitud total de la zapata (LZ) = $(c/2 + XR)*2$

$$LZ = (0.3/2 + 1.13) * 2 = 2.56 \text{ m}$$

Base de la zapata (BZ) = $\text{Reacción} / (V_s * LZ)$ (usando un largo de 3.30 m)

$$BZ = 62.92 / (9.4 * 3.30) = 2.03 \text{ m.}$$

Figura 120. Planta de zapata combinada.



d) Encontrando las cargas de servicio.

$$P1u = 1.58 * 42.92 = 67.81 \text{ Ton}$$

$$P2u = 1.58 * 20 = 31.6 \text{ Ton.}$$

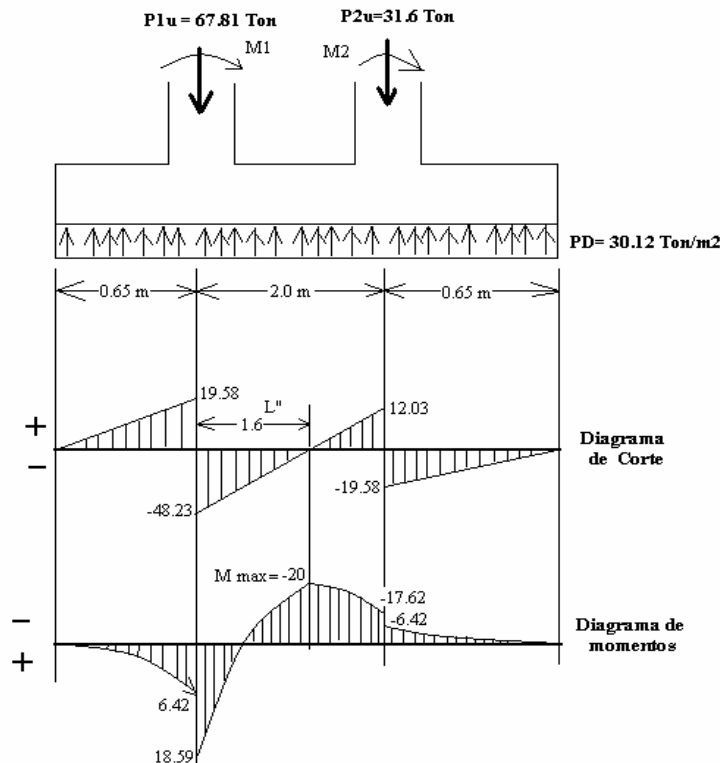
$$M2u = 1.58 * 6.93 = 10.95 \text{ Ton-m}$$

$$M1u = 1.58 * 7.02 = 11.09 \text{ Ton-m}$$

$PD = Pu / (B * LZ)$ B= se trabajara sobre 1 metro de ancho.

$$PD = (67.81 + 31.6) / (1 * 3.30) = 30.12 \text{ Ton} / \text{m}^2.$$

Figura 121. Diagrama de corte y momento.



f) Calculando el espesor (d)

$$V_{uf} = PD(L'' - (c/2+d))$$

$$V_{uf} = 30.12 (1.6 - (0.3/2 + d/100)) * 1000 \quad (\text{para trabaja en metros y toneladas})$$

$$V_{uf} = 43,674 - 301.2 d \quad (\mathbf{A})$$

$$\phi V_{ct} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_{ct} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 200 * d = \phi V_{ct} = 1,305.67d \quad (\mathbf{B})$$

Igualando **A** y **B**

$$43,674 - 301.12 d = 1,305.67 d$$

$$\mathbf{d = 28 \text{ cm.}}$$

g) Chequeo por corte punzonante:

$$\text{Perímetro Punzonante (Bo)} = 4(0.3+0.28) = 2.32 \text{ m}$$

$$\text{Área Punzonante (Ap)} = (0.3*0.28)^2 = 0.34 \text{ m}^2$$

$$\phi V_{ct} = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{4}{Bc}\right) * b_o * d * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{ct} = 0.85 * 0.27 * 6 * 2.32 * 28 * \sqrt{210}$$

$$\phi V_{ct} = 129,625.25 \text{ kg} = 129.63 \text{ Ton.}$$

$$V_{up} = P_{u1} - (PD * A_p)$$

$$V_{up} = 67.81 - (30.12 * 0.34) = 57.57 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_{ct} > V_{up} \quad \mathbf{Cumple}$$

h) Cálculo del acero longitudinal

Datos:

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

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

$$M_{\text{máx}} = 20 \text{ Ton-m}$$

Con estos datos el procedimiento para el cálculo del acero, es el mismo que para calcularlo en vigas.

$$A_{s\text{min}} = 11.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 103.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{requerida}} = 29.46 \text{ cm}^2$$

Usando No. 6 @ 0.13m.

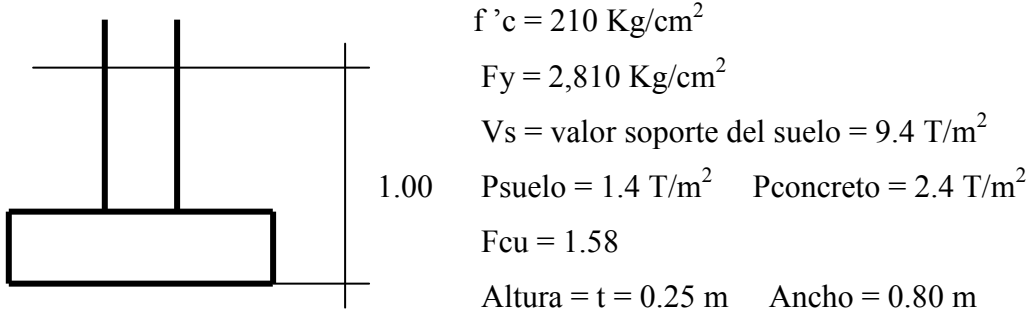
i) Cálculo del acero transversal

Datos: $b = 200 \text{ cm}$ $d = 28 \text{ cm}$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $M_{\text{máx}} = 14.67 \text{ Ton-m}$	}	Con estos datos el procedimiento para el cálculo del acero, es el mismo que para calcularlo en vigas. $A_{s\text{min}} = 11.20 \text{ cm}^2$ $A_{s\text{máx}} = 103.45 \text{ cm}^2$ $A_{s\text{requerida}} = 21.35 \text{ cm}^2$ Usando No. 6 @ 0.13m.
--	---	---

2.2.15.2.3 Diseño de cimiento corrido

Para los muros de carga se realiza la revisión para el cimiento corrido:

Figura 122. Desplante de cimiento.



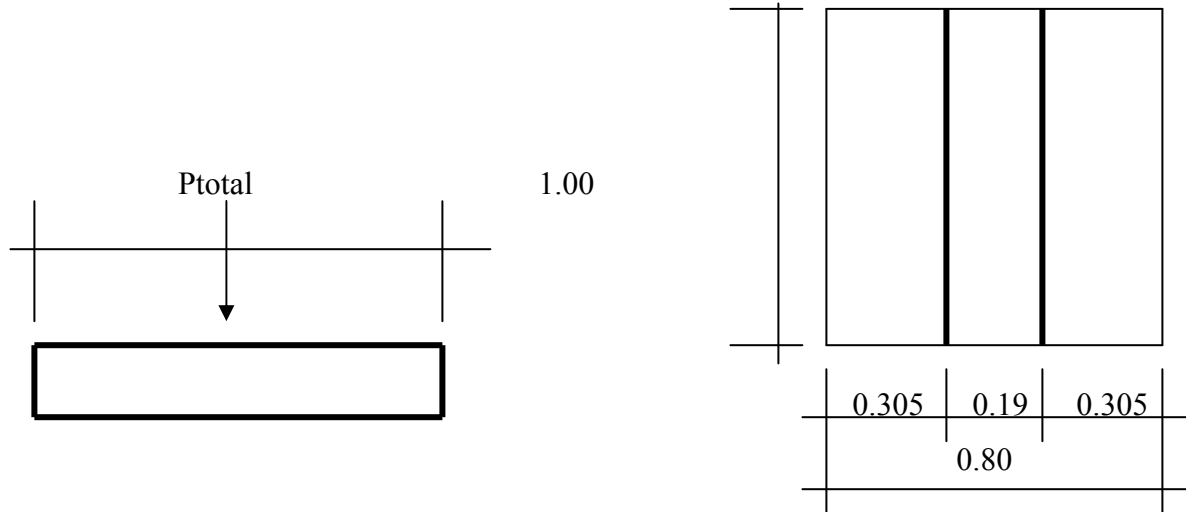
Se tomará como base para la revisión 1.00 m de cimiento corrido como longitud unitaria, para fines de la evaluación.

Área de la zapata = $A_z = 0.80 \cdot 1.00 = 0.80 \text{ m}^2$

Revisión de la presión sobre el suelo:

Integración de cargas

Figura 123. Presión sobre el suelo.



$$P_{tot} = P_{muro} + P_{suelo} + P_{cimiento} + W'$$

Donde = $P_{muro} = h \cdot t \cdot A_u \cdot P_c = 3.75 \cdot 0.19 \cdot 1 \cdot 2.4 = 1.71 \text{ ton}$

$P_{suelo} = \text{Peso del suelo} = \text{Desplante} \cdot A_z \cdot P_s = 0.75 \cdot 0.80 \cdot 1.4 = 0.84 \text{ ton}$

$P_{cimiento} = \text{Peso del cimiento} = A_z \cdot t \cdot P_c = 0.80 \cdot 0.25 \cdot 2.4 = 0.48$

$W' = \text{Carga de trabajo} = W' \cdot A_u = 4.4348 \cdot 1 = 4.424 \text{ ton}$

$P_{tot} = 7.454 \text{ Ton}$

La presión sobre el suelo será:

$$q_{m\acute{a}x} = 7.454 / 0.80 = 9.32 \text{ ton/m}^2$$

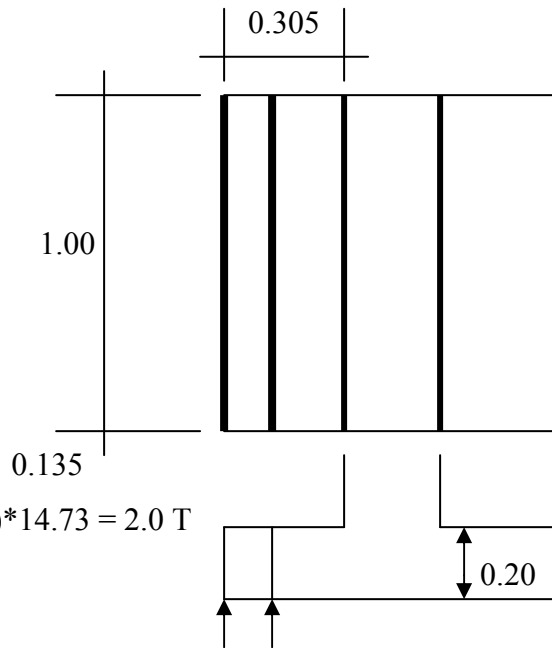
$$q_{m\acute{a}x} < V_s = 9.4 \text{ T/m}^2$$

La distribución de presión es uniforme, no existen presiones de tensión en el suelo.

Debido a que la presión es constante se hace que: $q_{dis} = q_{m\acute{a}x}$ y se obtiene un $q_{dism\acute{a}x}$.

$$q_{dism\acute{a}x} = q_{dis} \cdot F_{cu} = q_{m\acute{a}x} \cdot F_{cu} = 9.32 \cdot 1.58 = 14.73 \text{ ton/m}^2$$

Figura 124. Distribución de presión.



Revisión por corte simple

Datos $t = 25 \text{ cm}$

Varillas de diámetro = No. 3

Recubrimiento = 7.5 cm

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

$d = 25 - 7.5 - 0.95/2 = 17 \text{ cm}$

Al calcular $V_{act} = \text{corte actuante}$

$V_{act} = \text{Área ashurada} \cdot q_{dism\acute{a}x} = 0.135(1) \cdot 14.73 = 2.0 \text{ T}$

$$18.46 \text{ T/m}^2$$

Calcular $V_r = \text{corte resistente}$

$$V_r = 0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} b d = 0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} \cdot 100 \cdot 17 = 11.1 \text{ T}$$

No hay zona punzonante por tanto no se chequea

El momento último será:

$$M_u = q_{dism\acute{a}x} \cdot L^2 / 2 = 14.73 \cdot (0.305)^2 / 2 = 0.685 \text{ ton-m} = 685.15 \text{ Kg-m}$$

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

$$A_s = (b \cdot d - ((b \cdot d)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'_c))^{1/2}) / (0.85 f'_c / F_y)$$

$$A_s = 1.62 \text{ cm}^2; A_{s \text{ mín}} = 0.002 \cdot 100 \cdot 16.9 = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.71 / 3.38 = 0.21 \text{ m}$$

Colocar No. 3 @ 0.20

Como no existe flexión en el sentido Y se coloca área de acero por temperatura, con la fórmula siguiente:

$$A_{temp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 80 * 25 = 4 \text{ cm}^2 ;$$

$$S = 0.71 / 4 = 0.17 \text{ m}$$

Colocar 6 No. 3

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por:

$$S = A_v / A_s; \text{ donde } S < 0.45 \text{ m. Al usar varilla No. 3 se tiene } S = 0.71 / 3.38 = 0.21 \text{ m.}$$

Por seguridad se utilizará un $S = 20 \text{ cm}$. Los resultados del diseño de los cimientos se presentan en planos.

2.2.16 Diseño de escalera

El ritmo general de vida exige que las escaleras puedan ser recorridas de modo rápido y seguro con el menor gasto de energía posible. Para su ubicación se debe tomar en cuenta que la circulación en los diferentes niveles no sea problemática, además debe tener iluminación y ventilación aceptable.

La forma y disposición que se le da a una escalera depende principalmente de las dimensiones e importancia de la edificación, del espacio que el proyecto les otorgue y finalmente del material y tipo de construcción escogida.

Cuanto más se reduzca el espacio de la escalera más costosa será su construcción, por lo cual, muchas veces, la comparación y estudio de lo que representa la economía del sitio y el costo de su construcción será lo que puede decidir un determinado sistema para la misma.

El que una escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella.

$$c < 20 \text{ cm} \quad H > c$$

$$2c + H < 64 \text{ cm} \quad (\text{valor cercano})$$

$$c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm} ; c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde: c = contrahuella H = huella

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP (\text{escalera}) + PP (\text{acabados}) ; \quad PP (\text{escalera}) = W_c = (t + c/2)$$

Figura 125. Tipos de escaleras, con y sin pestaña.

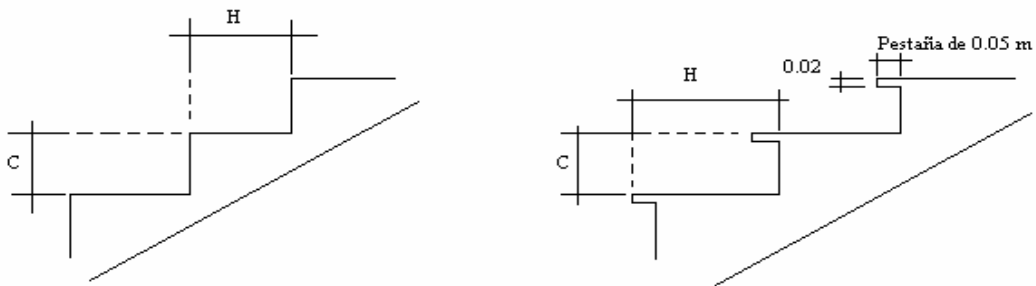


Figura 126. Dimensiones de escalera.

Número de escalones mínimo

$$h/c_{\text{máx}} = 3.00/0.20 = 15 \text{ escalones}$$

Se tomarán 8 contrahuellas antes del descanso

Número de huellas = $8 - 1 = 7$ huellas

$$H = 2/7 = 0.285 ; c = \text{Altura} / \text{núm. Contrahuella}$$

$$C = 3.00 / 17 = 0.176$$

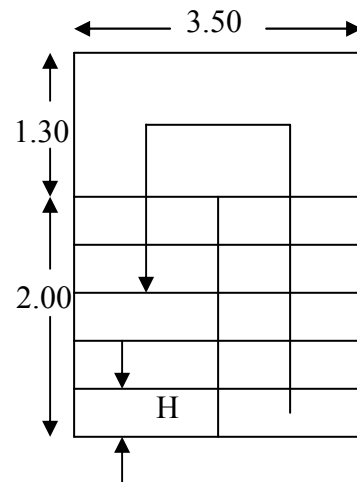
Chequeo

$$C = 17.6 \text{ cm} < 20 \text{ cm} ; H = 28.5 > c$$

$$2c + H = 2(17.6) + 28.5 = 63.7 < 64 \text{ cm} ; c + H = 17.6 + 28.5 = 46.1 \text{ cm}$$

$$c \times H = (17.6) \times (28.5) = 500 \text{ cm}^2$$

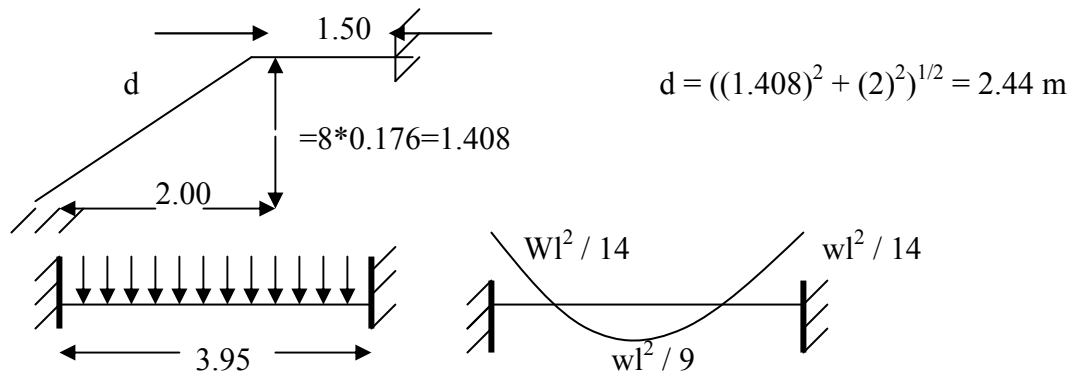
Por lo tanto se tiene 8 contrahuellas de 17 cm y 7 huellas de 28.5 cm.



Integración de cargas

Peso propio de la escalera = $2400 (0.10 + 0.175/2) =$	450 kg/m ²
Acabados =	100 kg/m ²
Total =	550 kg/m ²
Carga viva =	500 kg/m ²
$C_u = 1.4 (550) + 1.7(500) = 1620 \text{ kg/m}^2$	

Figura 127. Distribución de carga y momento.



$$M(+) = 1620 (3.95)^2 / 9 = 2808.45 \text{ kg-m}$$

$$M(-) = 1620 (3.95)^2 / 14 = 1805.43 \text{ kg-m}$$

$$A_{s\text{mín}} = (14.1/2810)(100)(7.5) = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.50\rho_b b d = 0.50(0.036)(100)(7.5) = 13.86 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero para las gradas

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

$$M(+) = A_s = 13.86 \text{ cm}^2 ; \text{ varilla No. 5 @ 0.15 m}$$

$$M(-) = A_s = 9.47 \text{ cm}^2 ; \text{ varilla No. 5 @ 0.20 m}$$

$$\text{Acero por temperatura} = A_s = 0.002 b t = 0.002(100)(10) = 2 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 30 \text{ cm}; \text{ varilla N. 3 @ 0.30 m}$$

2.2.17 Presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, en los que se tomaron en cuenta los precios de materiales y mano de obra calificada y no calificada de la región. La mano de obra calificada y no calificada se consideró en base a las cantidades cuantificadas de trabajo, la integración de gastos indirectos se basa en la estimación de gastos administrativos, imprevistos, utilidades y prestaciones obteniendo de esto el porcentaje de indirecto.

Tabla LXVII. Presupuesto - edificio escolar de dos niveles para el nivel primario, aldea La Pampa, Acatenango.

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
1	Trabajos preliminares	Global	1	Q 4,500.00	Q 4,500.00
2	Cimiento Corrido	ml	88.5	Q 473.33	Q 41,889.76
3	Levantado sobre el cimiento	m2	53.1	Q 139.21	Q 7,392.00
4	Solera de Humedad	ml	88.5	Q 162.08	Q 14,343.88
5	Levantado de muros	m2	528	Q 713.12	Q 376,529.13
6	Solera Intermedia	ml	176.88	Q 163.63	Q 28,942.38
7	Solera Corona	ml	60	Q 148.06	Q 8,883.88
8	Zapata Tipo 1 (Aislada)	Unidades	9	Q 418.35	Q 3,765.13
9	Zapata Tipo 2 (combinada)	Unidades	9	Q 620.67	Q 5,586.00
10	Columnas tipo 1	Unidades	27	Q 2,044.42	Q 55,199.38
11	Columnas tipo 2	Unidades	8	Q 895.23	Q 7,161.88
12	Columnas tipo 3	Unidades	14	Q 1,269.06	Q 17,766.88
13	Losas	m2	557.19	Q 226.27	Q 126,072.63
14	Viga Tipo 1	Unidades	8	Q 3,609.38	Q 28,875.00
15	Instalación de bajas de agua pluvial	ml	64	Q 57.94	Q 3,708.25
16	Puertas	Unidad	8	Q 1,100.00	Q 8,800.00
17	Ventanas	Unidad	32	Q 612.50	Q 19,600.00
18	Piso granito	m2	497	Q 109.63	Q 54,486.25
19	Instalación eléctrica (fuerza)	Global	1	Q 2,884.00	Q 2,884.00
20	Instalación eléctrica (iluminación)	Global	1	Q 5,604.38	Q 5,604.38
21	Gradas	Global	1	Q 27,144.25	Q 27,144.25
22	Repello + cernido remolineado	m2	528	Q 26.33	Q 13,903.75
23	Barandas	ml	97	Q 103.47	Q 10,036.25
TOTAL DEL PROYECTO					Q 873,075.01

CONCLUSIONES

1. Con el diseño de las instalaciones de la escuela en la aldea La Pampa, se proporcionará a los estudiantes un edificio adecuado, con seguridad y comodidad que permitirá que el proceso de enseñanza aprendizaje sea en buenas condiciones.
2. La escuela fue diseñada con base a las características que se requieren para un área sísmica, garantizando la resistencia de la estructura a movimientos de este tipo, ocasionados por las fallas geológicas o por el volcán de Acatenango.
3. El costo del proyecto de las nuevas aulas de la escuela de la aldea La Pampa es de Q 873,075.01, lo cual será una gran inversión inicial, que dará resultado a largo plazo, y será parte importante para el desarrollo de la comunidad beneficiada como del municipio en general y de toda Guatemala, al ayudar a formar futuros profesionales.
4. El parque comunal diseñado en este caso, permite que los pobladores disfruten de un ambiente agradable, en donde personas de la comunidad y visitantes puedan llegar a descansar y recrearse un momento o en ocasión que pasen por dicho lugar.
5. La ejecución de obras como el parque de la aldea San Antonio Nejapa, permite no sólo embellecer el lugar, sino dar a sus habitantes buenas razones para pagar sus impuestos. El costo del proyecto será de Q 2,674,091.43, el cual será muy bien invertido en este proyecto que contará con área jardinizada, área de descanso y de conversación social, área recreativa como la cancha polideportivo y el área

de juegos infantiles. Así mismo se tendrá un área con escenario donde se podrán desarrollar actividades de carácter cultura, educativo, cívicos, religiosos, políticos y lo que la comunidad desea realizar para el beneficio de ellos.

6. Para el diseño del parque comunal de la aldea de San Antonio Nejapa, se realizó tomando en cuenta los criterios arquitectónicos principales para un parque o centro de recreación individual, familiar y social.
7. En lo que se refiere a las instalaciones de la cancha, se diseñó con base a las dimensiones mínimas, requeridas por parte de la Confederación Deportiva Autónoma de Guatemala (CDAG) y el Ministerio de Cultura y Deporte.
8. Para que los proyectos a ejecutarse funcionen como lo esperado, se debe cumplir con las especificaciones y demás información establecida en los planos, así como mantener una supervisión permanente. Las autoridades correspondientes y población en general juegan un papel muy importante, ya que de ellos dependerá que las instalaciones se tengan en buenas condiciones, dándole el mantenimiento y uso correcto a cada uno de los proyectos..
9. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, el estudiante de Ingeniería Civil tiene la capacidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, en la resolución de problemas reales.

RECOMENDACIONES

1. Los pobladores deberán cuidar las instalaciones, para lograr la durabilidad de la misma, a través del mantenimiento adecuado y periódico.
2. Es aconsejable que los vecinos en la fase de ejecución, deben asignar una comisión para una supervisión adecuada, realizada por personal conocedora del sistema.
3. Al construir la escuela se deben seguir estrictamente todos los detalles y especificaciones que se encuentran en los planos.
4. Los presupuestos y cronogramas de ejecución 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 existan al momento de construir.
5. Se debe cuidar la instalación deportiva, para lograr que satisfagan las necesidades de la población, ya que es importante promover el deporte como medio de sano esparcimiento, dentro de la juventud, y que a la vez contribuya en el sano desarrollo de sus capacidades físicas y mentales.

BIBLIOGRAFÍA

1. Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. Colombia: editorial McGRAW-HILL Interamericana, S.A. 2001. 772pp.
2. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta Edición. México: Editorial Limusa, 1999. 650pp.
3. Hibbeler, Russel Charles. Análisis Estructural. Tercera edición México Prentice-Hall, 1997.
4. Plazola Cisneros, Alfredo. Arquitectura deportiva, juegos, deportes y diversión. México: Editorial Limusa, 1979.
5. Comité ACI 318. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-95) y comentarios. México: Editorial Limusa. 1995. 152pp.
6. Castillo Sipaque, Elisa Castillo. Diseño de edificación escolar de dos niveles Caserío el Cuntic y ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable Aldea las Lomas, Municipio de Zaragoza, Chimaltenango. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 120pp.
7. Paredes Ruiz, Paola Anaitee. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 135pp

8. López Barrios, Diclá Rubí. Diseño del parque ecoturístico Chi Perén e introducción de agua potable a la aldea Xenimaquin, municipio de San Juan Comalapa, Chimaltenango. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 224pp.
9. Gregorio R. Karina Surama. Parque de recreación, ciudad de Coatepeque. Trabajo de graduación Arquitectura. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1993. 111pp.
10. Aguilar de León, Jorge Alexander. Parque urbano de la Villa de Patulul, Suchitepéquez. Trabajo de graduación Arquitectura. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1995. 120pp.
11. Confederación Deportiva Autónoma de Guatemala. Resumen, propuesta y diagnóstico del plan nacional de instalaciones para educación física y deportes, 1978. S. P.
12. Ministerio de Cultura y Deportes. Guatemala. Guía de dimensiones mínimas para canchas deportivas. S. P.
13. Catedrático ingeniero Guillermo Melini Salguero, Apuntes del curso de Costos, Presupuestos y Avalúos. Mayo del 2002.

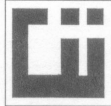
APÉNDICE

Resultado de ensayo de laboratorio de suelo.

Planos constructivos del parque central comunal de aldea San Antonio Nejapa.

Planos constructivos del edificio de la Escuela de aldea La Pampa.

Figura 128. Informe del estudio de suelo. Diseño de parque central comunal.

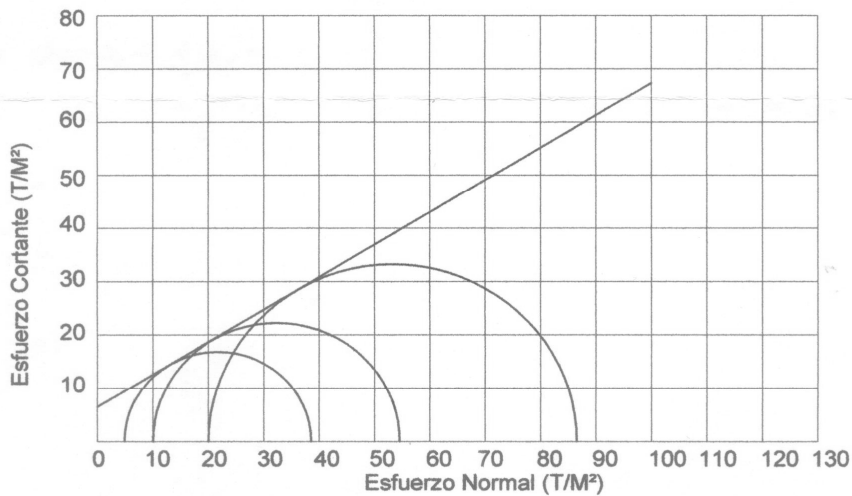


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003440

INFORME No.: 234 S. S. O.T.No.: 25,185
INTERESADO: Eswin Oswaldo Archila Pirir, carne 1997-13074
PROYECTO: EPS, Diseño de Parque Central Comunal.
UBICACIÓN: Aldea San Antonio Nejapa, Acatenango, Chimaltenango.
pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1
Fecha: 1 de Junio de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 31.36^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 6.5 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena Limosa, color café oscuro.
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

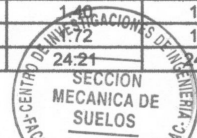
PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	33.41	44.53	66.51
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.40	1.40	1.40
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.72	1.72	1.72
HUMEDAD (%H)	24.21	24.21	24.21

Vo. Bo.

Inga. Teima Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

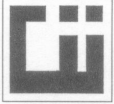


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Figura 129. Informe del estudio de suelo. Diseño de la edificación escolar.

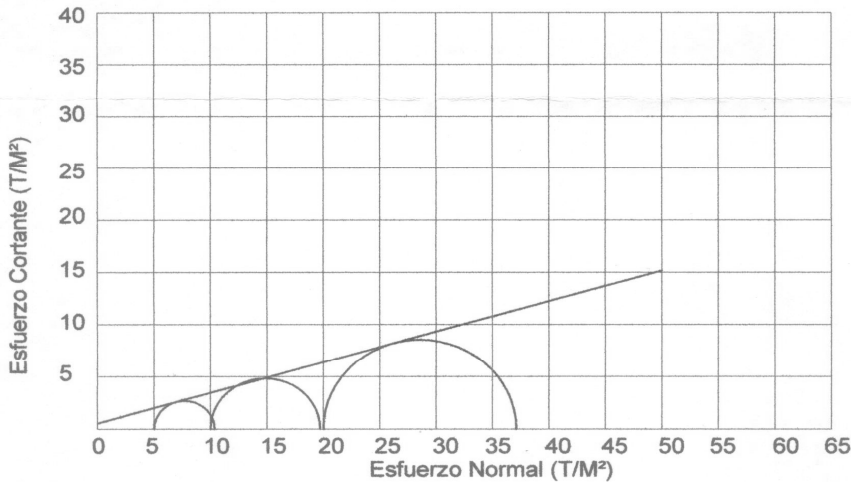


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003441

INFORME No.: 235 S. S. O.T.No.: 25,186
 INTERESADO: Eswin Oswaldo Archila Pirir, carne 1997-13074
 PROYECTO: EPS, Diseño de la Edificación Escolar.
 UBICACIÓN: Aldea la Pampa del Municipio de Acatenango, Chimaltenango.
 pozo: 1 Profundidad: 1.50 m Muestra: 1
 Fecha: 1 de Junio de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 16.34^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 1.10 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla Organica con Limo. Color café oscuro.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	3.87	9.71	16.56
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.5	5.0	7.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.21	1.21	1.21
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.80	1.80	1.80
HUMEDAD (%H)	41.97	41.97	41.97

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Figura 130. Plano arquitectónico y acotado. Escuela aldea La Pampa.

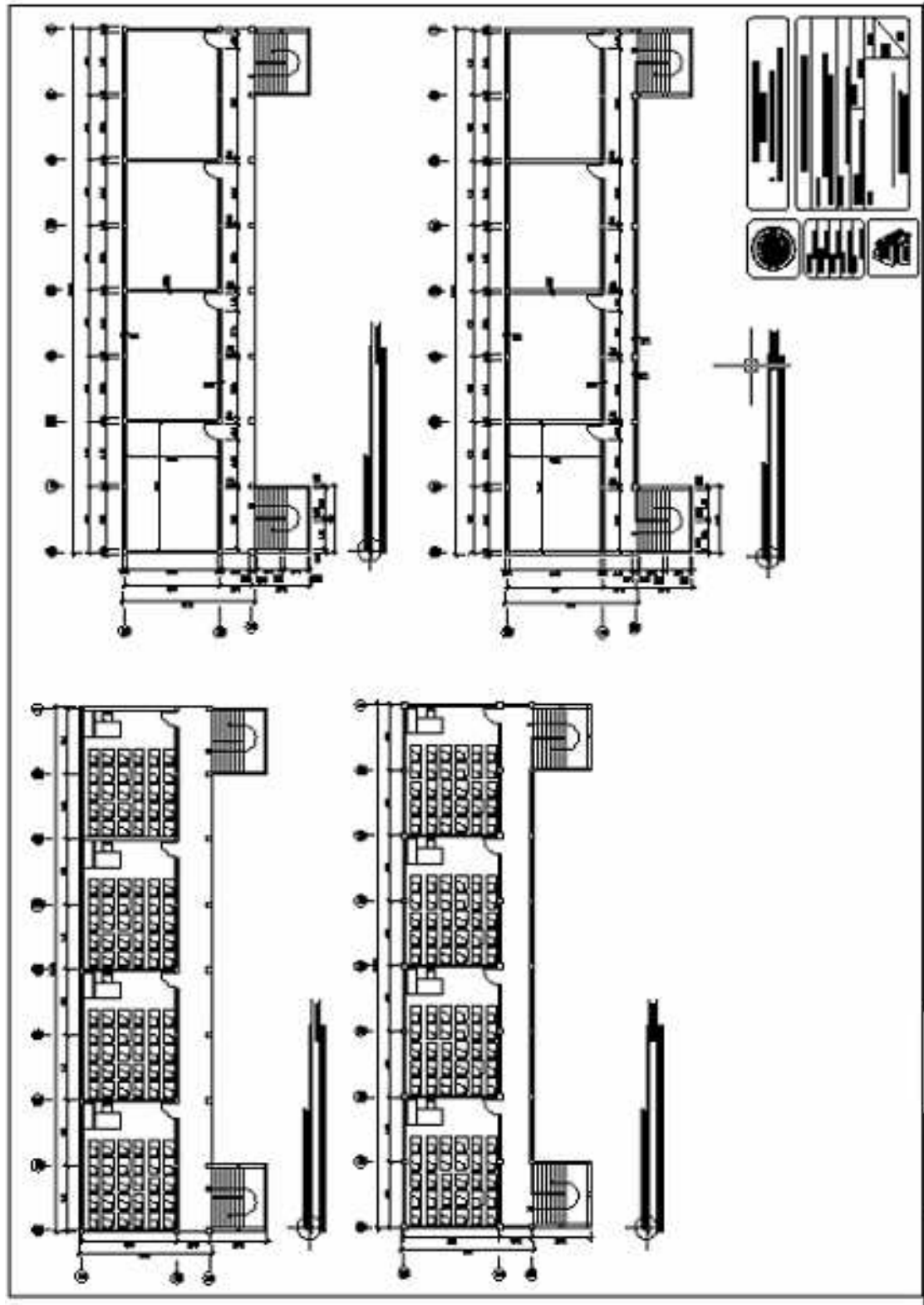


Figura 131. Plano de acabados y de cimentación. Escuela aldea La Pampa.

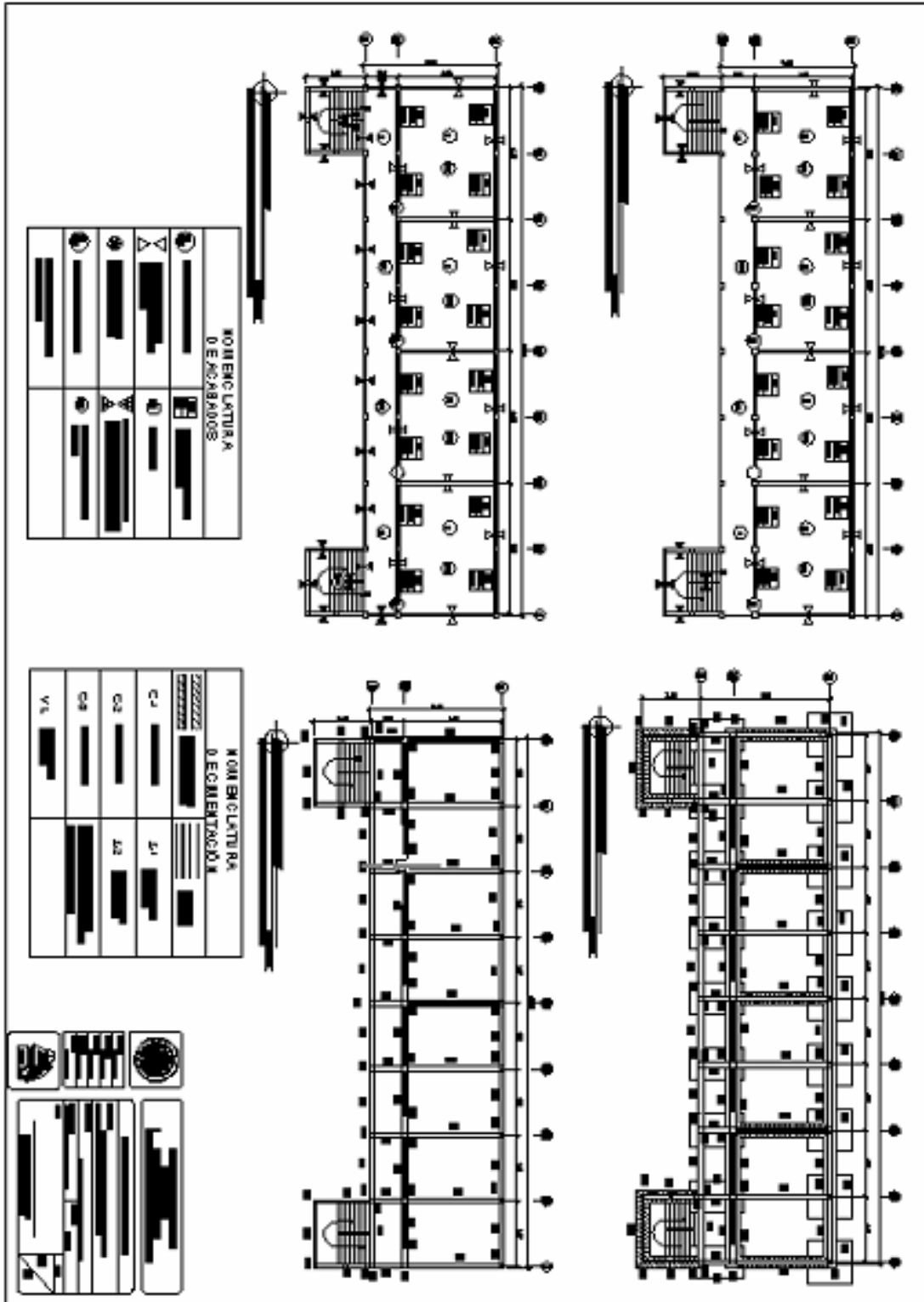


Figura 133. Plano de detalles. Escuela aldea La Pampa.

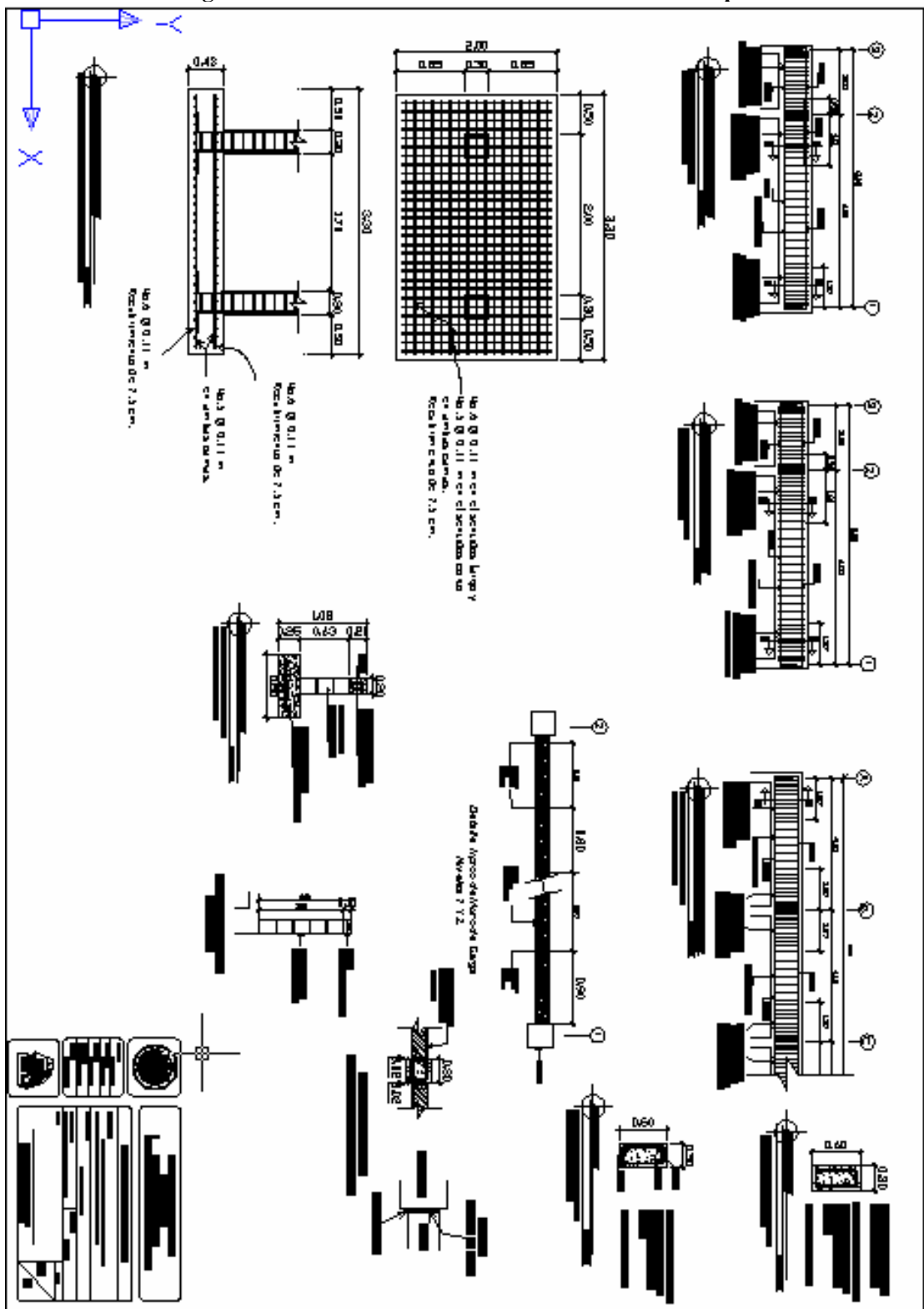


Figura 134. Plano corte de muros y detalles de puertas. Escuela aldea La Pampa.

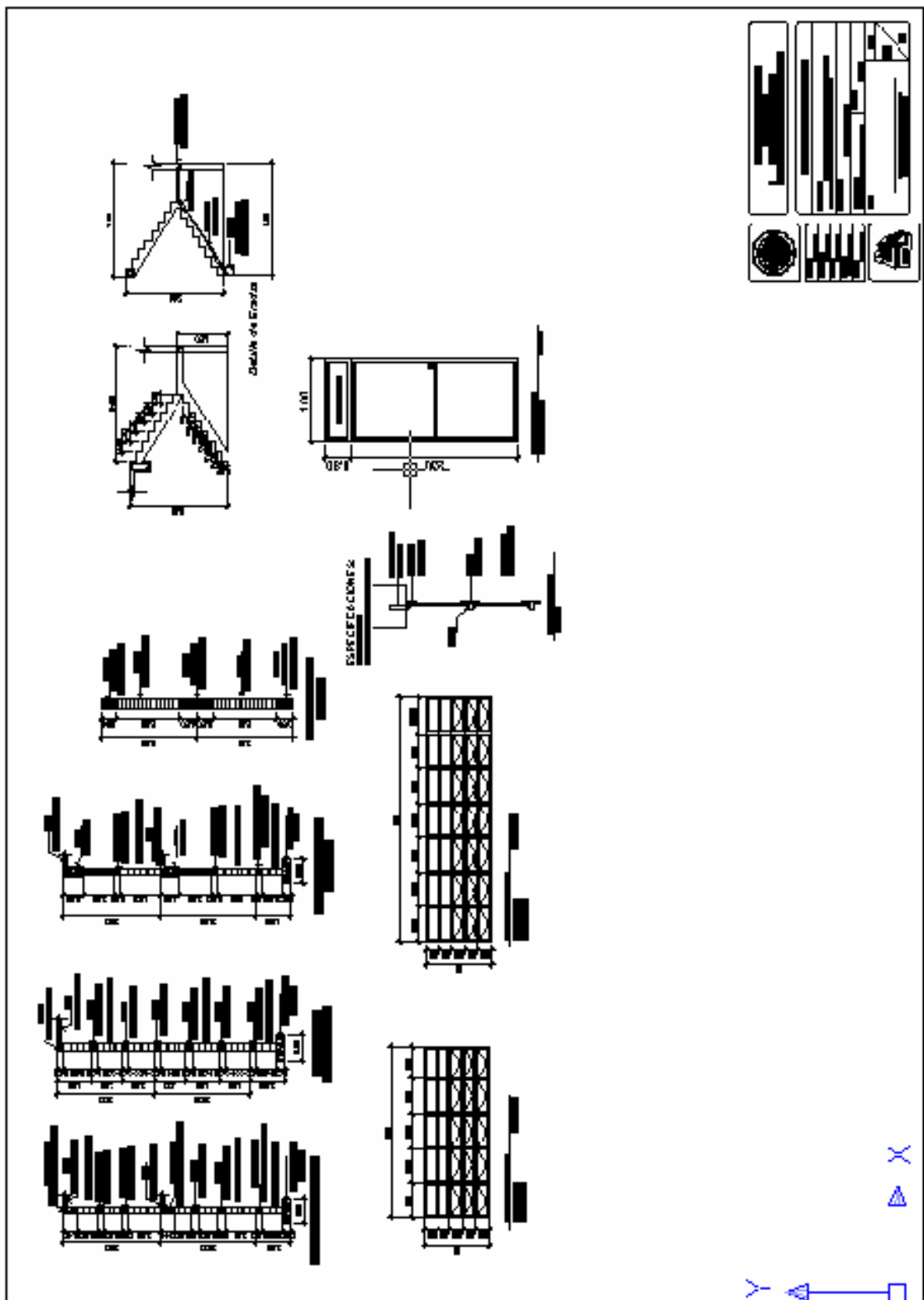


Figura 135. Plano de elevaciones. Escuela aldea La Pampa.

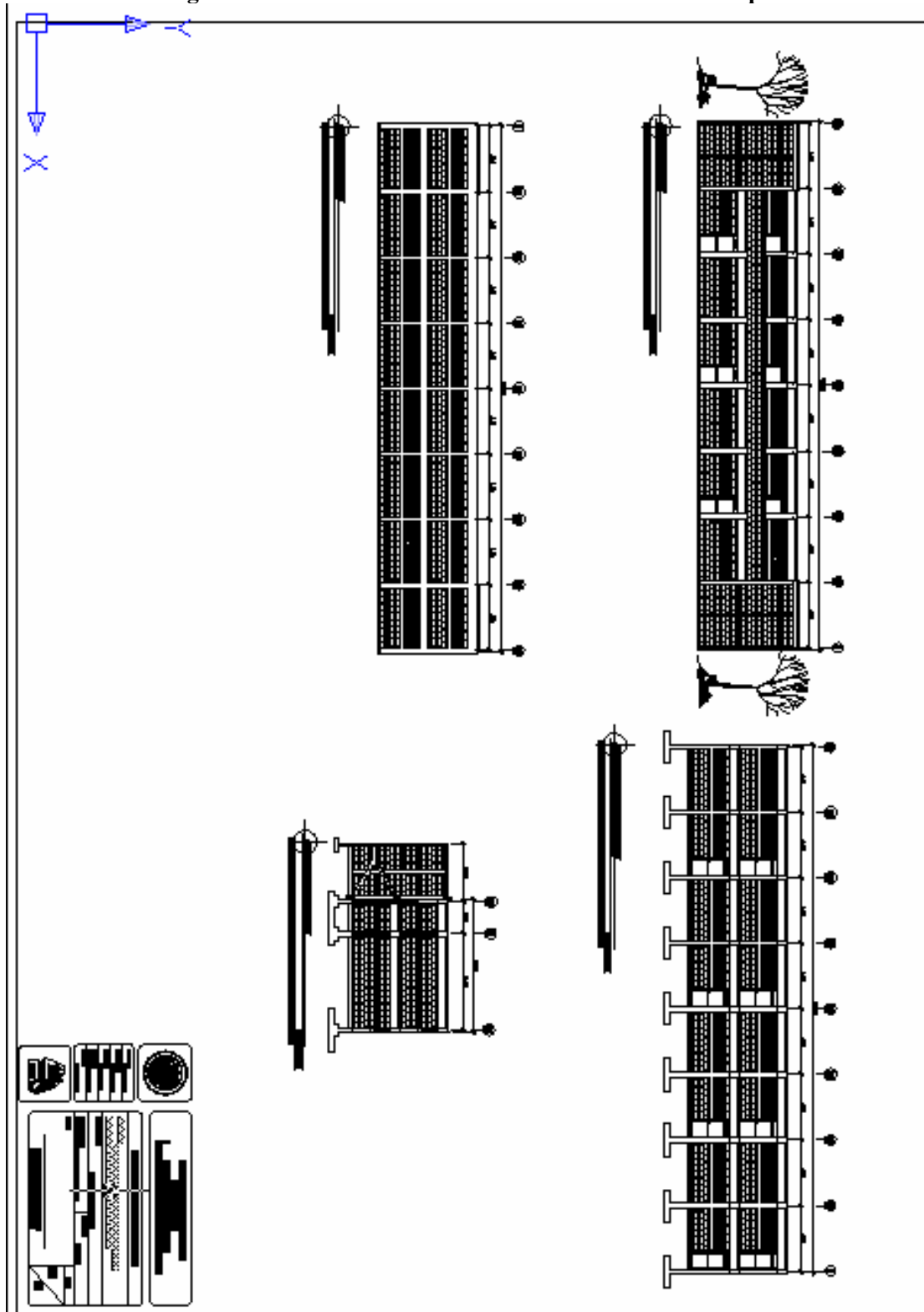


Figura 136. Plano arquitectónico. Parque aldea San Antonio Nejapa.

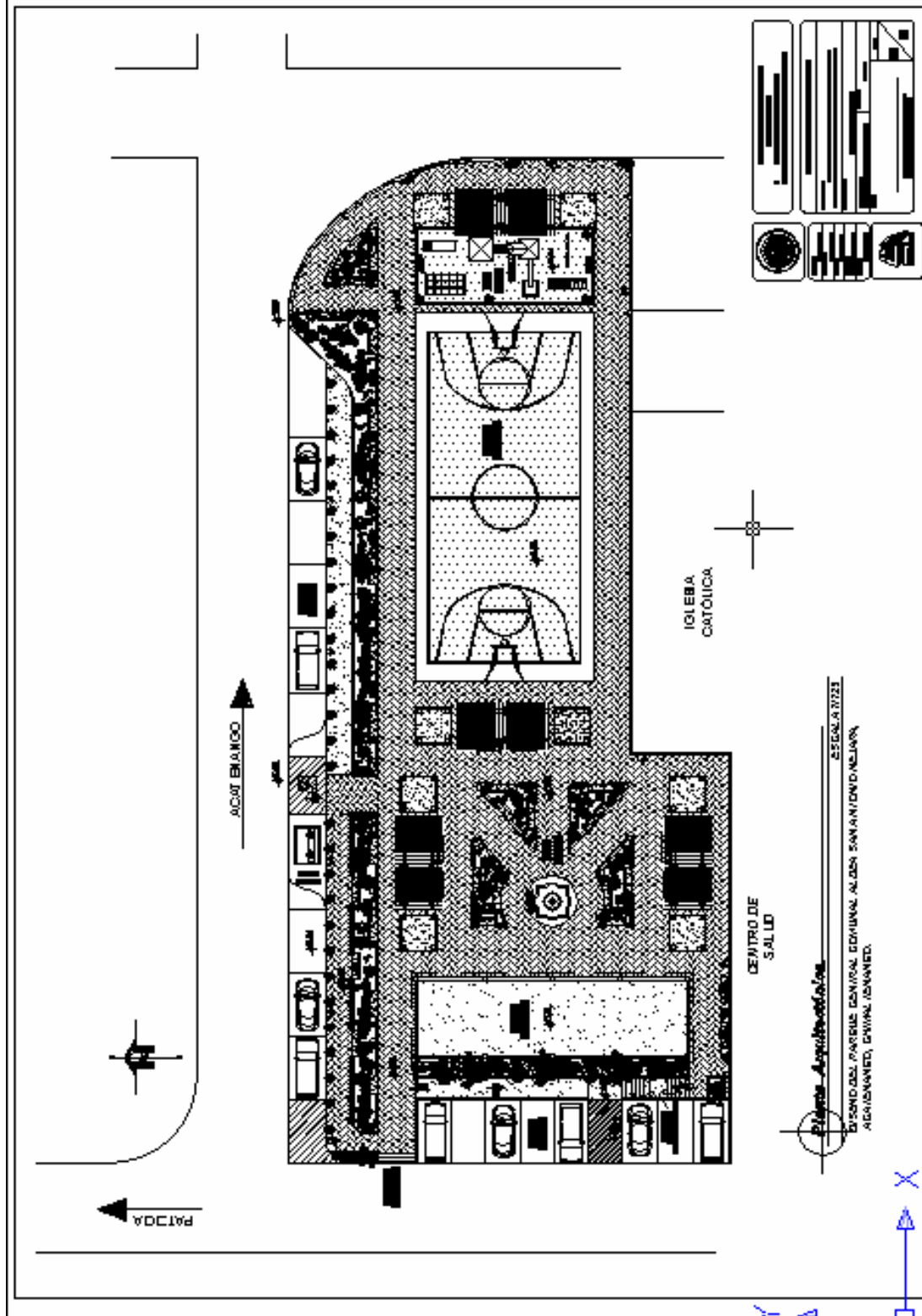


Figura 137. Planta acotada. Parque aldea San Antonio Nejapa.

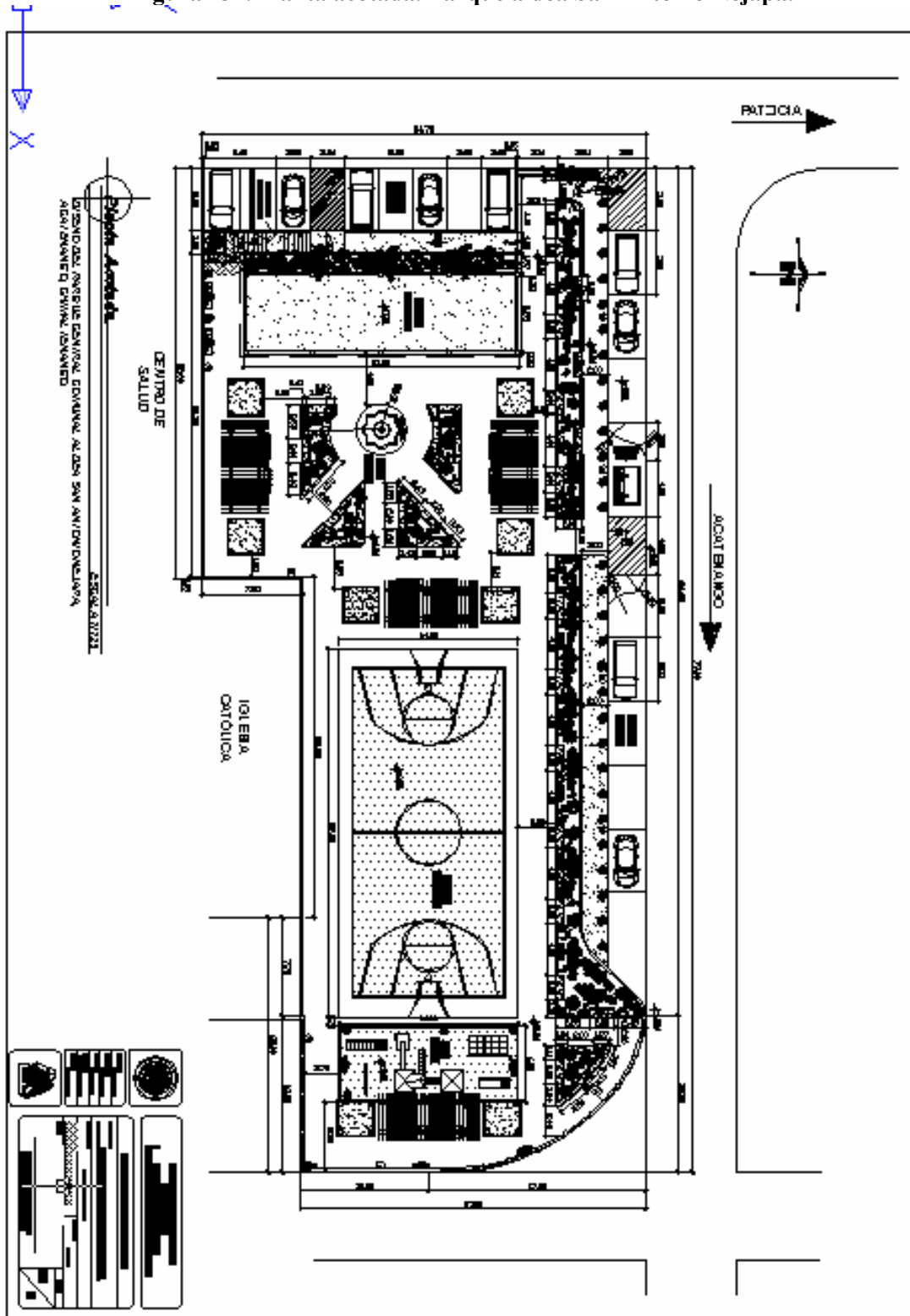


Figura 138. Planta arquitectónica y acotada. Sótano parque aldea San Antonio Nejapa.

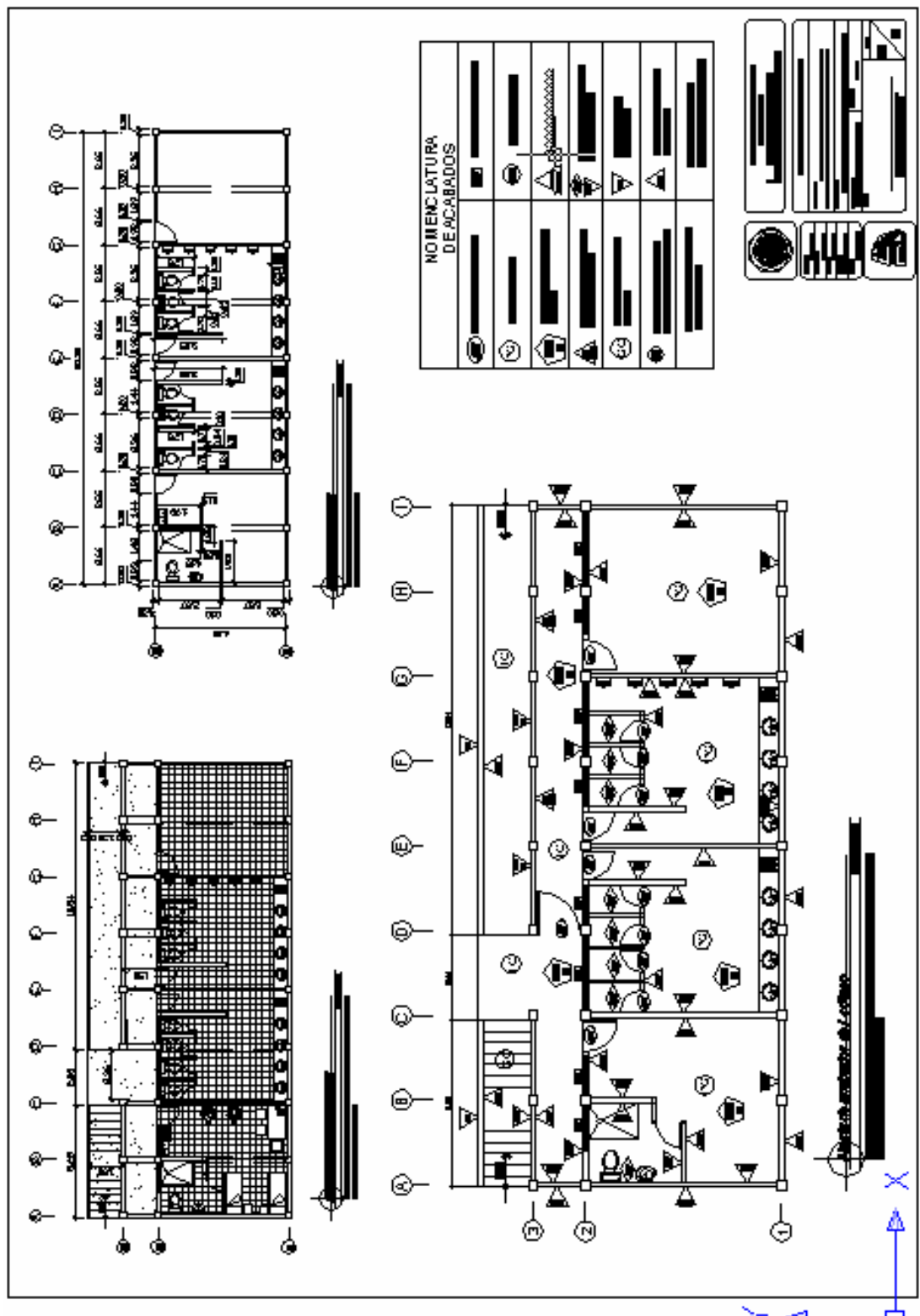


Figura 140. Plano de cimentacion. Parque aldea San Antonio Nejapa.

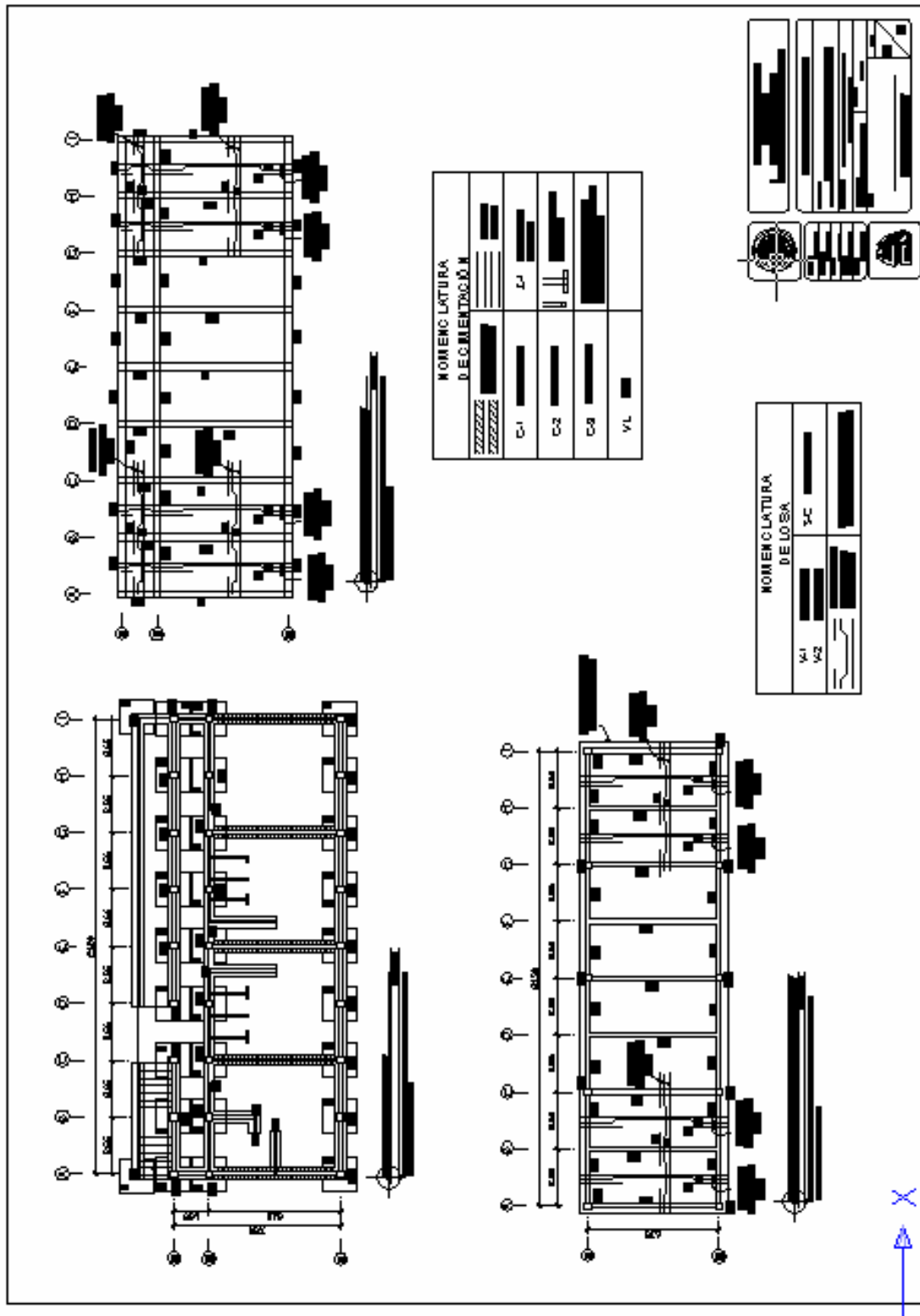


Figura 141. Plano de detalles. Parque aldea San Antonio Nejapa.

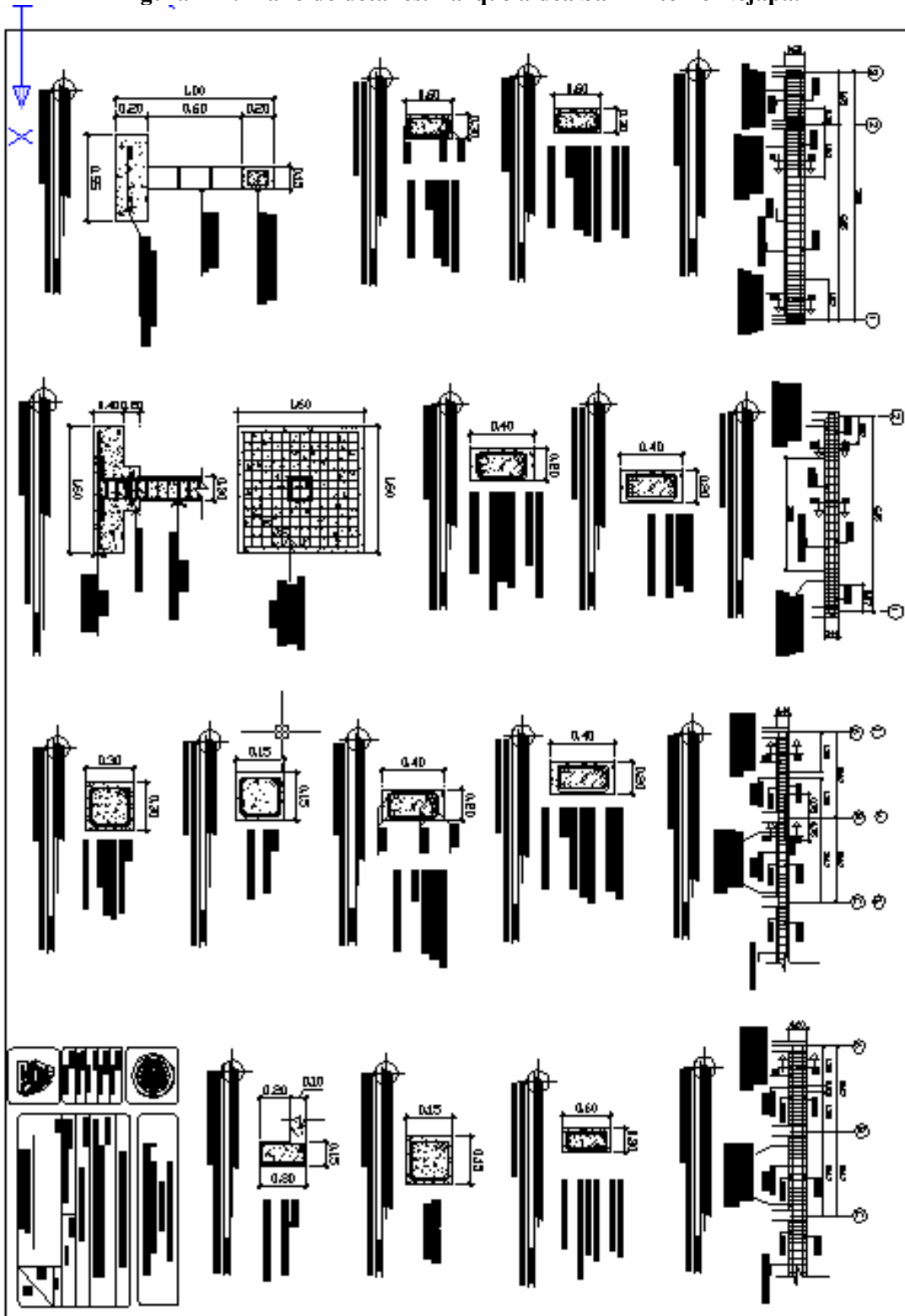


Figura 142. Plano de corte de muros y detalles. Parque aldea San Antonio Nejapa.

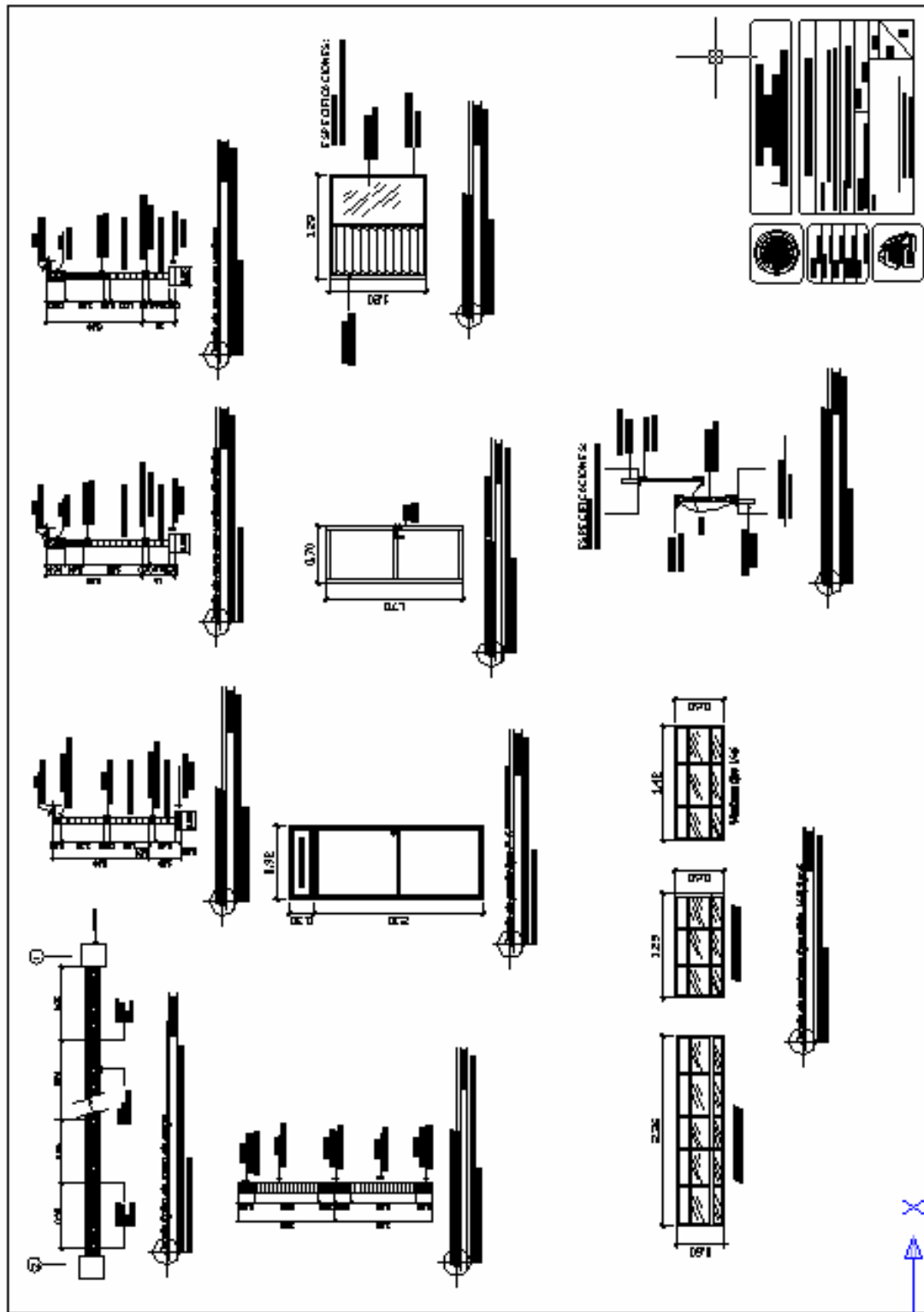


Figura 144. Plano detalles de bancas. Parque aldea San Antonio Nejapa.

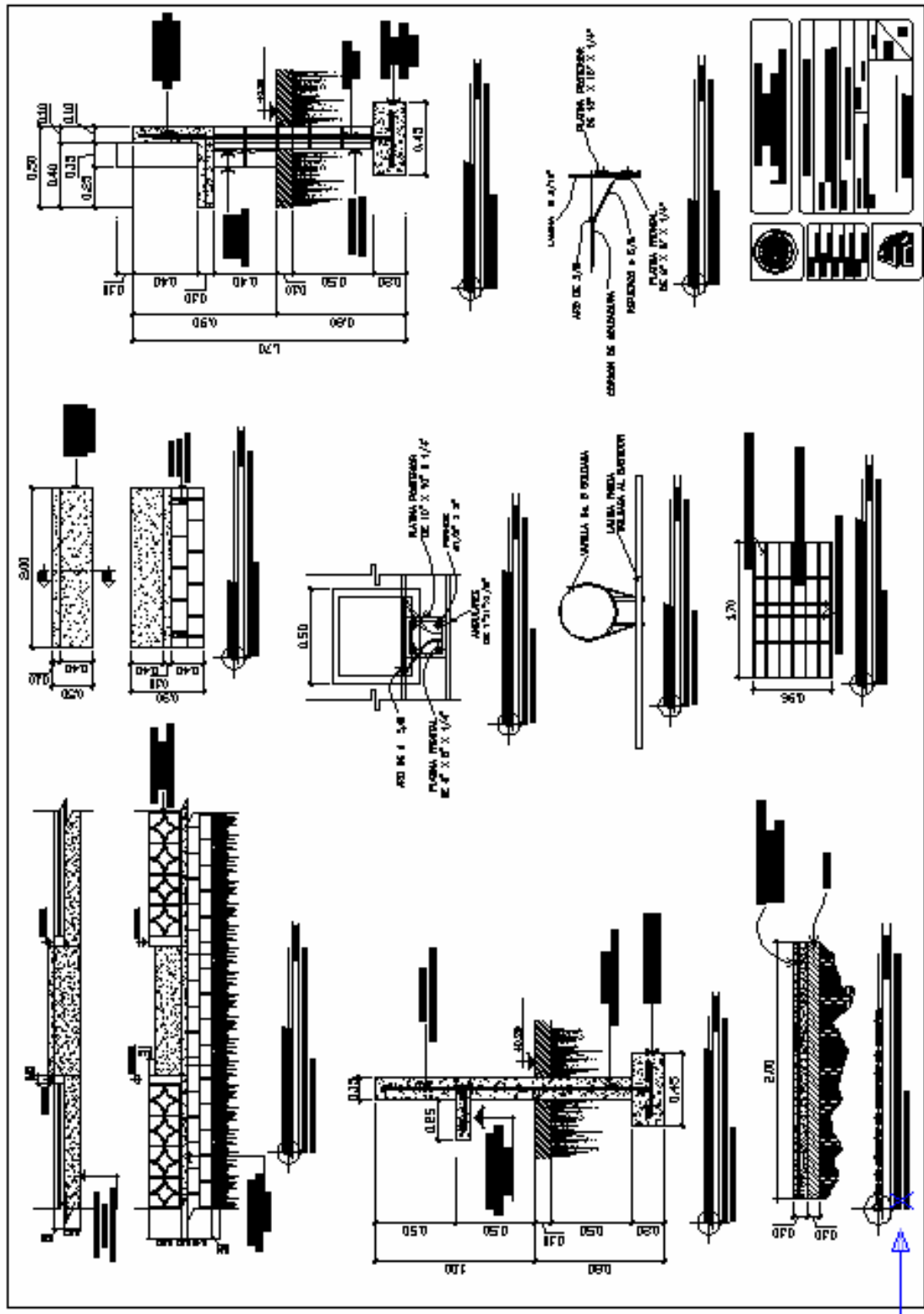


Figura 145. Plano de cancha polideportiva. Parque aldea San Antonio Nejapa.

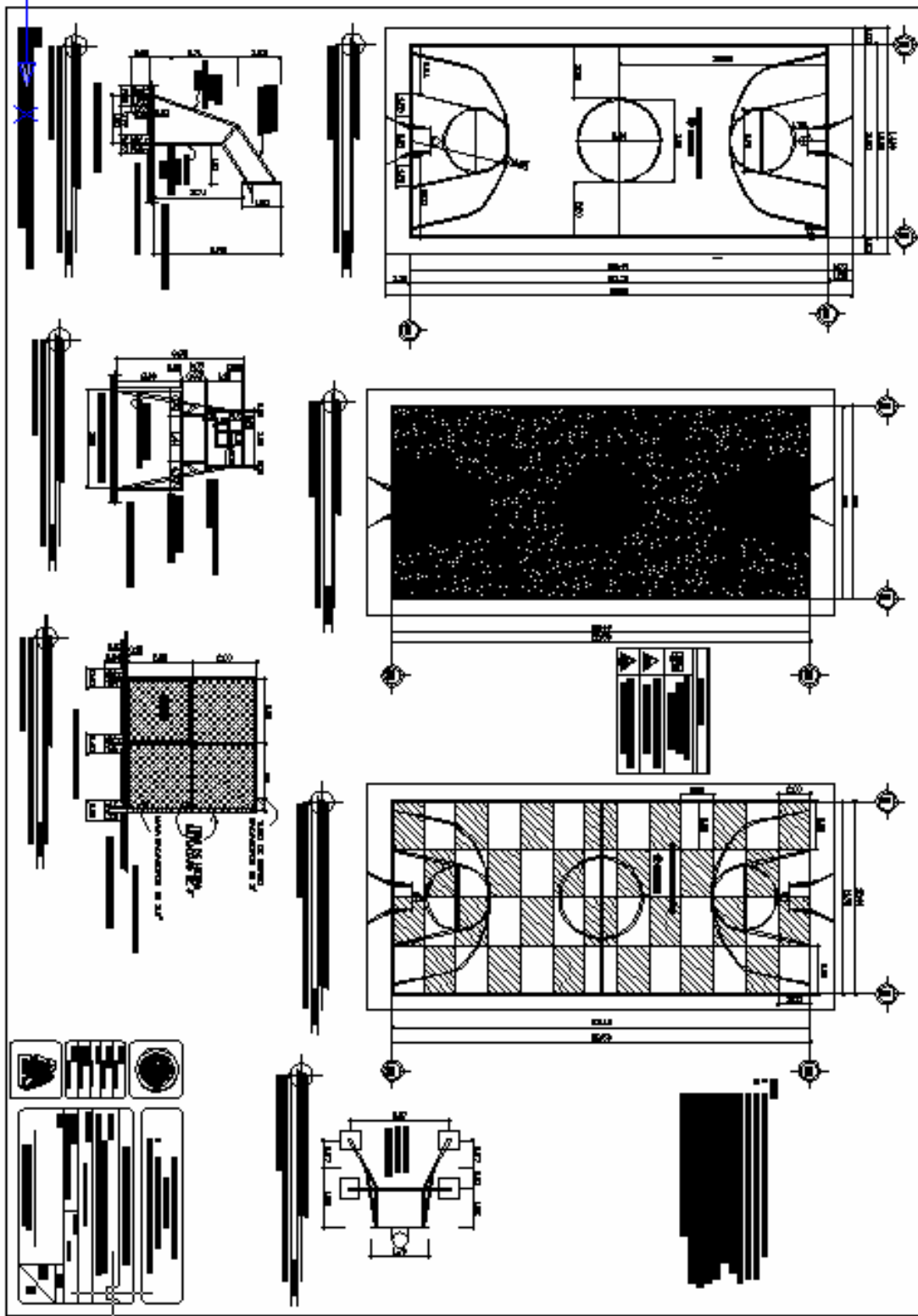


Figura 146. Plano de cortes. Parque aldea San Antonio Nejapa.

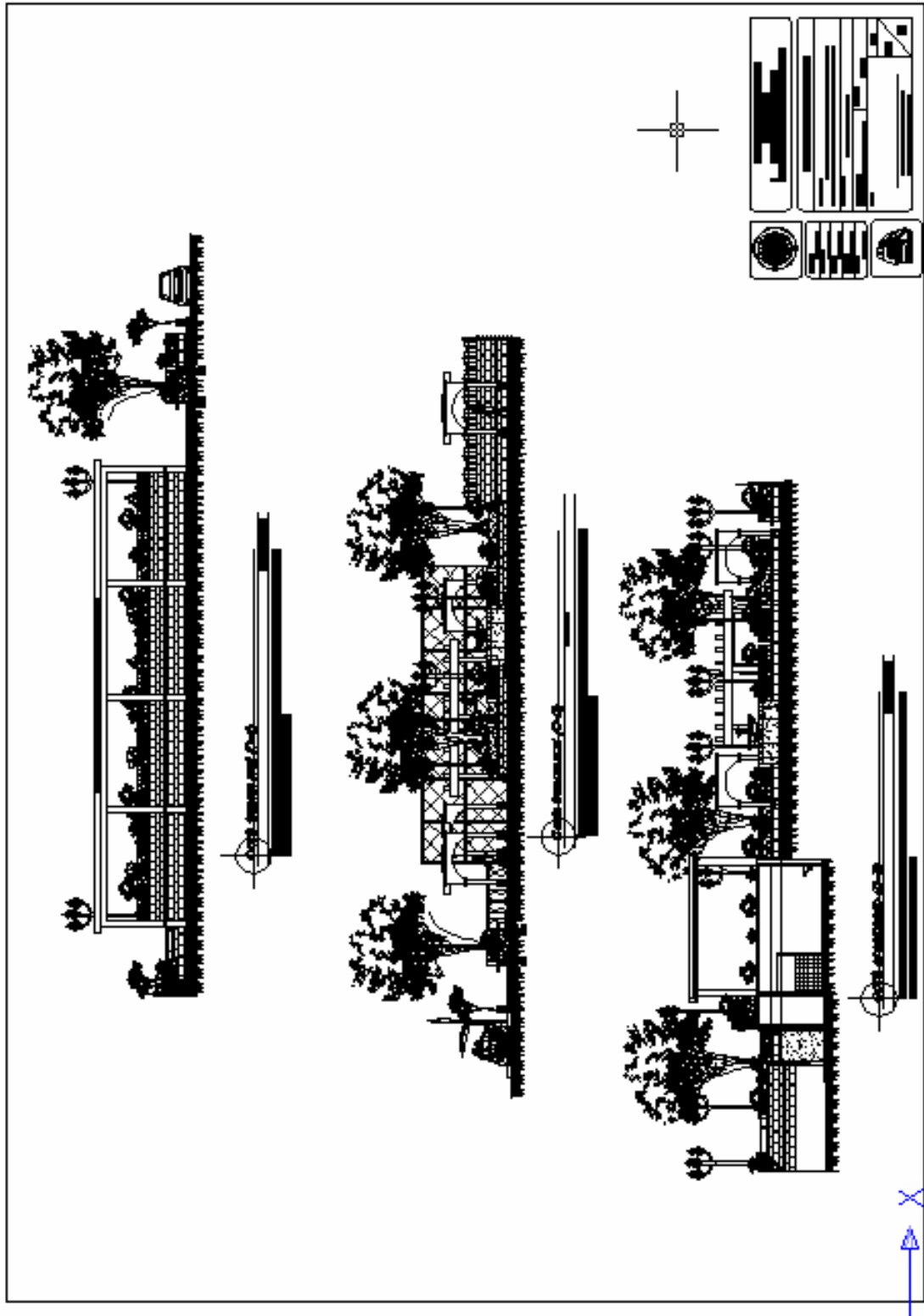


Figura 147. Plano de cortes. Parque aldea San Antonio Nejapa.

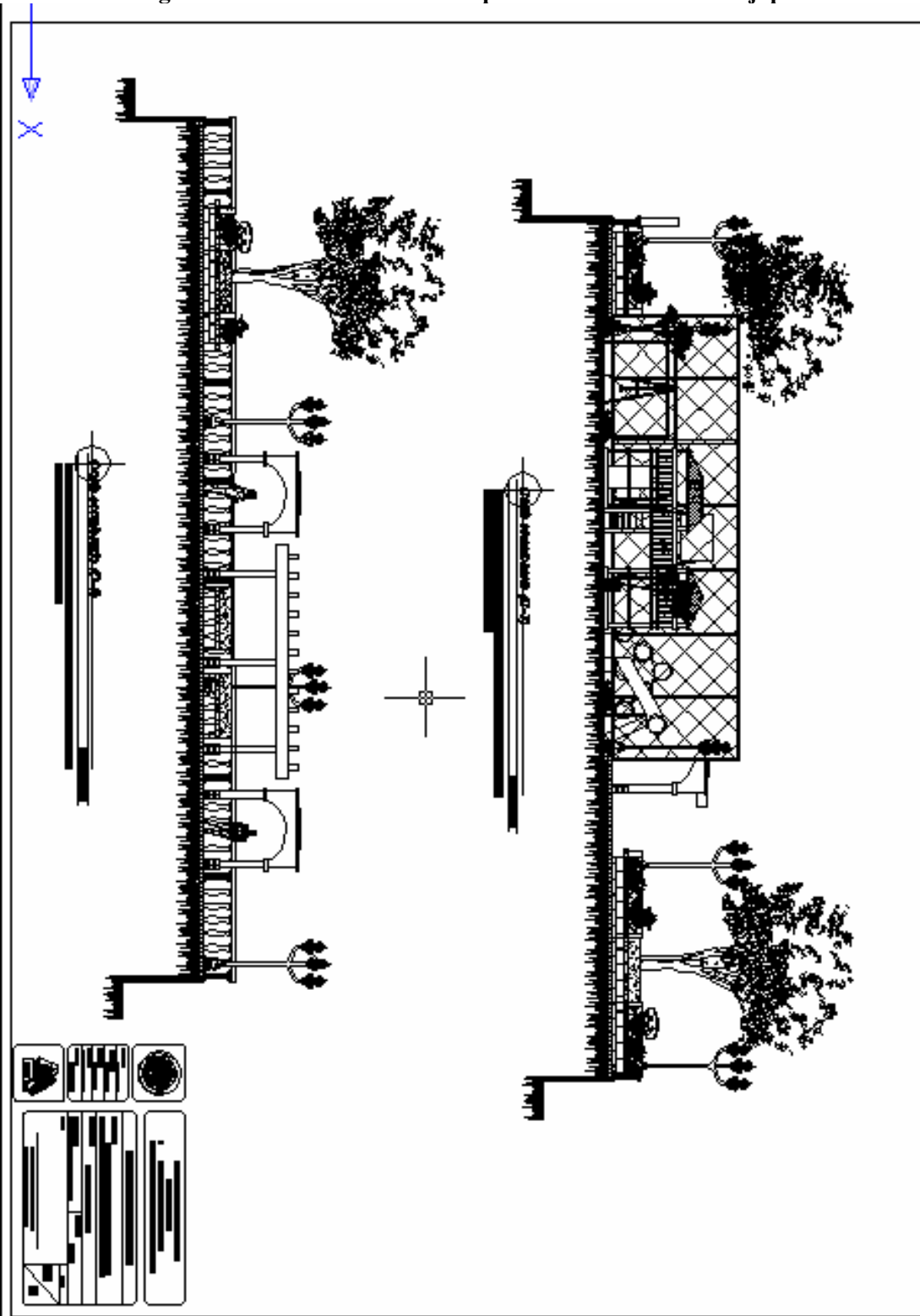


Figura 148. Plano de elevaciones. Parque aldea San Antonio Nejapa.

