

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA
URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO,
DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

YORDIN JEIDER DE LEÓN LÓPEZ

SAN MARCOS, AGOSTO DE 2024.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA
URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO,
DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:
YORDIN JEIDER DE LEÓN LÓPEZ

ASESOR: ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS
REVISOR: ING. GILMAR ADALBERTO OROZCO LÓPEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

SAN MARCOS, AGOSTO DE 2024.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

MIEMBROS DEL CONSEJO DIRECTIVO

M. Sc. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO
DIRECTOR

LICDA. ASTRID FABIOLA FUENTES MAZARIEGOS
SECRETARIA CONSEJO DIRECTIVO

ING. AGR. ROY WALTER VILLACINDA MALDONADO
REPRESENTANTE DOCENTE

LIC. OSCAR ALBERTO RAMÍREZ MONZÓN
REPRESENTANTE ESTUDIANTIL

BR. LUIS DAVID CORZO RODRÍGUEZ
REPRESENTANTE ESTUDIANTIL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

COORDINACIÓN ACADÉMICA

COORDINADOR ACADÉMICO	PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ
PRODUCTOR AGRÍCOLA E INGENIERO AGRÓNOMO CON ORIENTACIÓN EN AGRICULTURA SOSTENIBLE	ING. AGR. CARLOS ANTULIO BARRIOS MORALES
COORDINADOR, CARRERA PEDAGOGÍA Y CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN	LIC. ANTONIO ETIHEL OCHOA LÓPEZ
COORDINADORA, CARRERA TRABAJO SOCIAL	MSC. AMINTA ESMERALDA GULLEN RUÍZ
COORDINADOR, CARRERA ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS	ING. VICTOR MANUEL FUENTES LÓPEZ
COORDINADORA, CARRERA ABOGADO Y NOTARIO Y LICENCIATURA EN CIENCIAS JURÍDICAS Y SOCIALES	LIC. MAURO ESTUARDO RODRÍGUEZ HERNÁNDEZ
COORDINADOR, CARRERA MÉDICO Y CIRUJANO	DR. BYRON GEOVANY GARCÍA OROZCO
COORDINADOR, CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL
COORDINADOR, CARRERA PEDAGOGIA EXTENSIÓN DE SAN MARCOS	MSC. NELSON DE JESÚS BAUTISTA LÓPEZ
COORDINADORA, EXTENSIÓN PLAN FIN DE SEMANA, TEJUTLA	LICDA. MIRNA LISBET DE LEÓN RODRÍGUEZ

COORDINADORA, EXTENSIÓN
PLAN FIN DE SEMANA
MALACATÁN

LICDA. JULIA MARITZA GÁNDARA
GONZÁLEZ DE ALMENGOR

COORDINADOR, EXTENSIÓN
TACANÁ

LIC. MARVIN EVELIO NAVARRO
BAUTISTA

COORDINADOR, INSTITUTO DE
INVESTIGACIONES –IDICUSAM–

PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO
SÁNCHEZ

COORDINACIÓN DE EXTENSIÓN

LIC. MARIO RENÉ REQUENA

COORDINADOR, CARRERA
CONTADURÍA PÚBLICA Y
AUDITORIA

LIC. CARLOS EDELMAR
VELÁSQUEZ GONZÁLES

COORDINADOR, EXTENSIÓN
PLAN DIARIO Y FIN DE SEMANA,
IXCHIGUÁN

ING. AGR. MIGUEL AMÍLCAR
LÓPEZ LÓPEZ

COORDINADOR, CARRERA
PROFESORADO EN
EDUCACIÓN PRIMARIA
BILINGÜE INTERCULTURAL

MSC. DANILO ALBERTO FUENTES
BRAVO

COORDINADOR, CARRERAS
CIENCIAS POLÍTICAS,
RELACIONES
INTERNACIONALES Y
SOCIOLOGÍA

LIC. YOVANI ALBERTO CUX CHAN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

MIEMBROS DE LA COMISIÓN DE EPS

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL COORDINADOR DE CARRERA

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS COORDINADOR DE EPS

ING. EDWIN RENÉ BARRIOS SANDOVAL SECRETARIO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRIBUNAL EXAMINADOR DE EPS

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

ING. EDWIN RENÉ BARRIOS SANDOVAL

ING. MARIO ROLANDO LUIS LÓPEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRIBUNAL EXAMINADOR

M. Sc. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO

DIRECTOR

PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ

COORDINADOR ACADÉMICO

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

COORDINADOR DE CARRERA

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

ASESOR

ING. GILMAR ADALBERTO OROZCO LÓPEZ

REVISOR

San Marcos, 23 de mayo de 2023

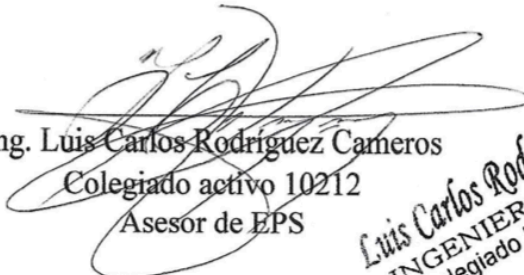
Ing. Samuel Alejandro Juárez Guillén:
Coordinador de Unidad de EPS
Carrera de Ingeniería Civil

Estimado Ingeniero Samuel Alejandro Juárez Guillén:

Por este medio atentamente le informo que: como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario Yordin Jeider De León López, Registro Académico 201647422 y CUI 2738 65331 1227 de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es; DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el tramite respectivo, sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,



Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Colegiado activo 10212
Asesor de EPS

Luis Carlos Rodríguez C.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 10212

San Marcos, 24 de mayo de 2023

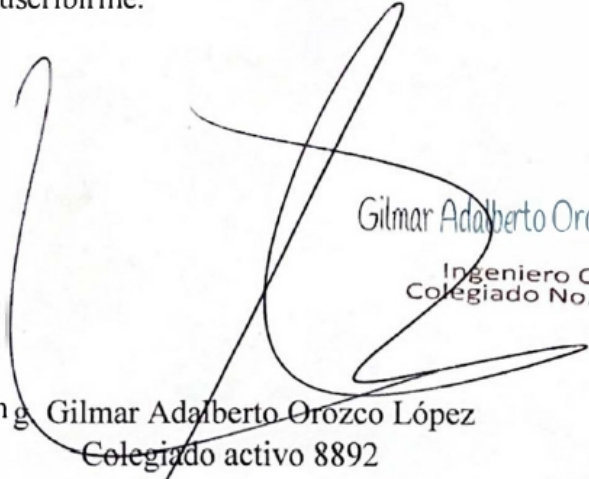
Ing. Samuel Alejandro Juárez Guillén:
Coordinador de Unidad de EPS
Carrera de Ingeniería Civil

Estimado Ingeniero Samuel Alejandro Juárez Guillén:

Por este medio atentamente le informo que: como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario Yordin Jeider De León López, Registro Académico 201647422 y CUI 2738 65331 1227 de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es; DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el tramite respectivo, sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,



Gilmar Adalberto Orozco López
Ingeniero Civil
Colegiado No. 8892

Ing. Gilmar Adalberto Orozco López
Colegiado activo 8892
Revisor de EPS

Quetzaltenango, 18 de marzo de 2024.


Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Coordinador de Unidad de EPS
Carrera de Ingeniería Civil
Universidad de San Carlos de Guatemala
Centro Universitario de San Marcos -CUSAM-

Respetable Ingeniero:

Por medio de la presente me dirijo a usted, para informarle que se procedió a la revisión y corrección de la parte lingüística al trabajo de graduación del estudiante Yordin Jeider de León López, con Registro Académico 201647422 titulado: **“DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**.

Después de revisarlo detenidamente y señaladas las recomendaciones pertinentes al estudiante, le comunico en calidad de revisor de la parte lingüística, dicho trabajo llena los requisitos que exige la Universidad.

Me suscribo de usted, atentamente,


Lic. Gaspar Tambuz Gómez
Licenciado en Lingüística
Colegiado No. 4,571



c.c/arch



USAC
TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala
Centro Universitario de San Marcos | CUSAM
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, San Marcos

09 de abril de 2,024

Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel.
Coordinador.
Carrera de Ingeniería Civil.
Centro Universitario de San Marcos.

Respetable ingeniero, me es grato saludarle deseando éxitos en sus actividades tanto profesionales como personales.

Por este medio le envié el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), titulado: "DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS", que fue desarrollado por el estudiante universitario **Yordin Jeider de León López**, CUI 2738 65331 1227 y registro académico 201647422, quien fue debidamente asesorado por el Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros y asimismo contando con la revisión del Ing. Gilmar Adalberto Orozco López.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley referido trabajo y existiendo la aprobación del Asesor, Revisor y Lingüista apruebo su contenido, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme

Atentamente:


Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros

Coordinador

Unidad del Ejercicio Profesional Supervisado



Transc. EPSICCUSAM 02-2024.

09 de abril de 2,024.

Ingeniero: Oscar Ernesto Chávez Ángel.
Coordinador Carrera de Ingeniería Civil.
Centro Universitario de San Marcos.

Para su conocimiento y efectos, transcribo a usted el punto CUARTO APROBACIÓN DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN 4.2 del acta no. 003-2024 de sesión ordinaria del Departamento del Ejercicio Profesional Supervisado realizada de manera presencial el 05 de abril de 2,024 que dice:

Se tuvo a la vista la solicitud presentada el día 02 de abril del año 2,024, por el estudiante: Yordin Jeider de León López, carné 201647422 la cual dice:

Yo, Yordin Jeider de León López, con número de carné 201647422, con cierre de pensum de la licenciatura de la carrera de Ingeniería Civil, me permito solicitar, DICTAMEN FINAL, del tema: **"DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"**, habiendo cumplido con lo establecido por el asesor Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, así mismo por el revisor Ing. Gilmar Adalberto Orozco López, Lingüista, Gaspar Tambriz Gómez, Coordinador EPS Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros para el efecto adjunto el informe correspondiente y los dictámenes emitidos por los profesionales antes mencionados.

Para lo cual la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil, de conformidad con el artículo 21 inciso c. del normativo vigente, por unanimidad, **APRUEBA** el Trabajo denominado: **"DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"**, presentado por el estudiante: **Yordin Jeider de León López** carné **201647422**, presentado como informe final de Trabajo de Graduación. El presente acuerdo deberá remitirse a la Coordinación de la Carrera de Ingeniería Civil para su conocimiento y efectos de conformidad con la normativa vigente del Ejercicio Profesional Supervisado.


Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Secretario

Unidad del Ejercicio Profesional Supervisado
Ingeniería CUSAC-CUSAM



CC. Archivo.

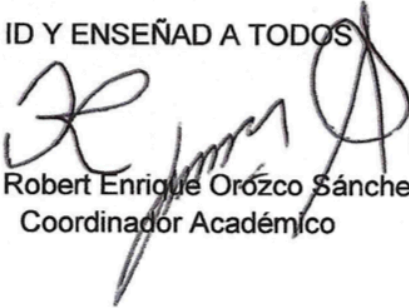
ESTUDIANTE: YORDIN JEIDER DE LEÓN LÓPEZ
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL.
CUSAM, Edificio.

Atentamente transcribo a usted el Punto **QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS, inciso a) subinciso a.8) del Acta No. 008-2024**, de sesión ordinaria celebrada por la Coordinación Académica, el 08 de mayo de 2024, que dice:

“QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS: a) ORDENES DE IMPRESIÓN. CARRERA: INGENIERÍA CIVIL. a.8) La Coordinación Académica conoció Providencia No. IC-CUSAM-10-2024, de fecha 6 de mayo de 2024, suscrita por el Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel, Coordinador Ingeniería Civil, a la que adjunta solicitud del estudiante: YORDIN JEIDER DE LEÓN LÓPEZ, Carné No. 201647422, en el sentido se le **AUTORICE IMPRESIÓN DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL. La Coordinación Académica en base a la opinión favorable del Asesor, Comisión de Revisión y Coordinador de Carrera, **ACORDÓ: AUTORIZAR IMPRESIÓN DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN DISEÑO DEL EDIFICIO PARA EL MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, al estudiante: YORDIN JEIDER DE LEÓN LÓPEZ, Carné No. 201647422, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL.”

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ph.D. Robert Enrique Orozco Sánchez
Coordinador Académico



c.c. Archivo
REOS/ejle

DEDICATORIA

Mis Padres: Amanda López por darme la vida, el cariño y el aprecio durante la etapa de mi carrera. Mario de León, por la comprensión y el respeto del elegir mi futuro como profesional. Gracias por los consejos y las historias que me cuentan, porque eso me hace saber de dónde vengo. Esto me hace comprender el significado de todas las pruebas y circunstancias por las que hemos pasado. El ejemplo de ambos me ha hecho trabajar con humildad, honradez y honestidad para obtener por todo lo que me he propuesto.

Mis hermanos: Adalis de León, Osvaldo de León, Magdiely de León, Coranda de León, Sucely de León, Belinda de León, Elbin de León, Elder de León, gracias por el apoyo incondicional que me brindaron, cada uno me ha ayudado con lo que ha estado a su alcance y eso significa mucho para mí. Gracias por creer en mí y ser parte de este éxito.

Mis abuelos: abuelos maternos, tengo muy pocos recuerdos y mi abuelo no tuve la oportunidad de conocerlo, me gustaría haberlos conocido y mostrarles este logro que he alcanzado. Abuelos paternos, tuve la oportunidad compartir con ellos, pero no se dio la oportunidad como para que pudieran estar presentes y ver este triunfo.

Mis amigos: con quienes formamos parte de un grupo de estudio, gracias por estar en los momentos importantes y difíciles dentro de la carrera. Gracias a todos lo que me daban las palabras que me alentaban en seguir adelante y no rendirme.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	I
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VII
ÍNDICE DE TABLAS.....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XVII
RESUMEN.....	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
OBJETIVOS.....	XXVII
JUSTIFICACIÓN.....	XXIX
1. MONOGRAFÍA DE LA CABECERA MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.....	1
1.1. Antecedentes Históricos.....	1
1.2. Ubicación Geográfica.....	1
1.3. Topografía.....	2
1.4. Clima.....	2
1.5. Población Actual.....	2
1.6. Actividades Económicas.....	2
1.7. Agricultura.....	3
1.8. Educación.....	3
1.9. Vías de Acceso.....	4
1.10. Servicios Públicos.....	4
1.11. Necesidades de Infraestructura en la Cabecera Municipal de Esquipulas Palo Gordo.....	4
1.11.1. Descripción de las Necesidades.....	5
2. MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. Edificaciones Comerciales.....	7
2.2. Mercado.....	7
2.2.1. Definición de Mercado.....	7

2.2.2. Mercado Municipal	7
2.3. Elementos Estructurales	7
2.3.1. Columnas	7
2.3.2. Vigas	8
2.3.3. Losas.....	8
2.3.4. Zapatas	9
2.4. Hormigón o Concreto	10
2.5. Acero de Refuerzo.....	10
2.6. Hormigón Armado.....	11
2.7. Agregados del Concreto.....	12
2.7.1. Agregado Grueso.....	12
2.7.2. Agregado Fino	12
2.7.3. Cemento.....	13
2.7.4. Aditivos.....	13
2.8. Muros Prefabricados	13
2.9. Clasificación de las Fuerzas que Actúan en una Estructura	15
2.9.1. Externas	15
2.9.1.1. Gravedad (Muerta, Viva)	15
2.9.1.2. Sismo	16
2.9.2. Internas	16
2.9.2.1. Axiales.....	17
2.9.2.2. Cortantes	17
2.9.2.3. Flectoras	18
2.9.2.4. Torsoras	19
2.9.3. Métodos de Diseño	20
2.9.3.1. Diseño Elástico.....	20
2.9.3.2. Diseño a la Resistencia Última.....	21

2.9.4. Criterios de Diseño.....	22
2.10. Tipologías Estructurales	23
2.10.1. Clasificación	23
2.10.1.1. Estructura de Marcos Simples	23
2.10.1.2. Estructura de Muros (Estructura Cajón)	23
2.10.1.3. Estructura Combinada	24
2.11. Normas Nacionales de Seguridad Estructural AGIES.....	24
2.12. Código Internacional ACI.....	25
2.13. Normas Técnicas Guatemaltecas	26
2.14. Norma de Reducción de Desastres NRD2.....	26
3. DISEÑO EDIFICIO PARA MERCADO MUNICIPAL, ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.	
27	
3.1. Descripción del Proyecto	27
3.2. Ubicación y Localización del Terreno	27
3.3. Estudio Topográfico.....	28
3.3.1. Planimetría	30
3.3.2. Altimetría	30
3.4. Estudio de Suelos.....	30
3.4.1. Ensayo Triaxial.....	30
3.4.2. Determinación del Valor Soporte del Suelo	31
3.4.3. Ensayo Límites de Atterberg.....	32
3.5. Diseño Arquitectónico.....	32
3.5.1. Requerimiento de Áreas	32
3.5.2. Distribución de Ambientes	32
3.5.3. Área de Parqueos	33
3.5.4. Área de Carga y Descarga	33

3.5.5. Área de Servicios	33
3.6. Análisis Estructural	33
3.6.1. Predimensionamiento Estructural	33
3.6.1.1. Columnas	33
3.6.1.2. Vigas	34
3.6.1.3. Losas	35
3.7. Análisis de Carga	36
3.8. Integración de Cargas	37
3.9. Cargas Verticales en Marcos Dúctiles.....	39
3.10. Cargas Horizontales en Marcos Dúctiles	47
3.11. Integración de Peso Estructural	48
3.12. Cargas Sísmicas Según Normativa AGIES.....	54
3.12.1. Cálculo de la Ordenada Espectral Ajustada	54
3.12.2. Cálculo de Coeficiente Sísmico	60
3.13. Cálculo de Cortante Basal	61
3.14. Distribución de Fuerzas Sísmicas por Nivel	61
3.15. Determinación de Centro de Rigidez.....	65
3.16. Análisis Estructural por el Método de Kani.....	82
3.17. Momentos Últimos por Envolvente.....	100
3.18. Comparación de Resultados Método de Kani y Software SAP2000.....	104
3.19. Diseño de Elementos Estructurales	112
3.20. Cálculo de Losas	112
3.21. Diseño de Vigas.	119
3.22. Diseño de Columnas	126
3.23. Diseño de Nodo	142
3.24. Diseño de Zapata Aislada	148

3.25. Diseño de Zapata Combinada.....	160
3.26. Diseño de Gradadas.....	173
3.27. Diseño de Rampa.....	177
3.28. Instalaciones Hidráulicas.....	181
3.29. Instalaciones Drenaje Sanitario.....	181
3.30. Instalaciones Pluviales.....	182
3.31. Instalaciones Eléctricas.....	183
3.32. Planos Constructivos.....	184
3.33. Presupuesto.....	185
3.34. Cronograma.....	185
3.35. Especificaciones Técnicas.....	185
3.36. Medidas de Mitigación Ambiental.....	185
3.37. Resultados.....	187
3.37.1. Presentación de Resultados.....	187
3.37.2. Discusión de Resultados.....	188
CONCLUSIONES.....	189
RECOMENDACIONES.....	191
BIBLIOGRAFÍA.....	193
ANEXOS.....	195

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Losa unidireccional con vigas	8
Figura 2. Losa bidireccional con vigas	9
Figura 3. Identificación de tipos de zapatas utilizadas en construcción	9
Figura 4. Componentes del hormigón.....	10
Figura 5. Varillas corrugadas de refuerzo.....	10
Figura 6. Comportamiento estructural del hormigón o concreto.....	11
Figura 7. Hipótesis de deformación de la teoría elemental.....	18
Figura 8. Distribución de esfuerzos para la carga última.....	19
Figura 9. Tubo de pared delgada bajo torsión	20
Figura 10. Viga de concreto reforzado sometida a torsión.	20
Figura 11. Ubicación del lugar a diseñar	28
Figura 12. Dimensiones de muestra de ensayo traxial.....	30
Figura 13. Áreas tributarias en el eje 2	38
Figura 14. Áreas tributarias en el eje B.....	39
Figura 15. Diagrama de cargas vivas y muertas eje B	47
Figura 16. Posición centro de masa y rigidez primer entrepiso	75
Figura 17. Centro de masa y rigidez segundo entrepiso	76
Figura 18. Centro de masa y rigidez tercer entrepiso.....	77
Figura 19. Fuerzas cortantes sísmicas marco B.....	81
Figura 20. Fuerzas cortantes sísmicas marco B.....	82
Figura 21. Identificación de nodos para el marco B.....	86
Figura 22. Cargas laterales - Identificación de nodos para el marco B	95

Figura 23. Iteraciones por el método de Kani para carga viva marco B	97
Figura 24. Iteraciones por el método de Kani para carga muerta marco B	98
Figura 25. Iteraciones por el método de Kani para carga sísmica marco B	99
Figura 26. Diagrama de momentos por computadora carga muerta marco B.....	105
Figura 27. Diagrama de momentos por computadora carga viva marco B	105
Figura 28. Diagrama de momentos por computadora carga sísmica marco B.....	106
Figura 29. Diagrama de momentos por Kani carga muerta marco B	106
Figura 30. Diagrama de momentos por Kani carga viva marco B	107
Figura 31. Diagrama de momentos por Kani carga sísmica marco B	107
Figura 32. Perfil de armado de losa	119
Figura 33. Sección de armado de losa	119
Figura 34. Detalle de armado de viga.....	126
Figura 35. Momentos máximos por envolvente en columnas.....	127
Figura 36. Detalle de armado de columna C-1	141
Figura 37. Detalle de armado de zapata Z-1	160
Figura 38. Detalle de armado Z-2	173
Figura 39. Detalle de armado de módulo de gradas.....	176
Figura 40. Rampa de acceso	177
Figura 41. Detalle de armado de rampa	180

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Libreta topográfica.....	29
Tabla 2. Cargas distribuidas linealmente tramo 1-2.....	44
Tabla 3. Cargas puntuales tramo 1-2.....	44
Tabla 4. Cargas distribuidas linealmente tramo 2-3.....	44
Tabla 5. Cargas distribuidas linealmente tramo 3-4.....	45
Tabla 6. Cargas distribuidas linealmente tramo 4-5.....	45
Tabla 7. Cargas distribuidas linealmente tramo 1-2.....	45
Tabla 8. Cargas distribuidas linealmente tramo 2-3.....	46
Tabla 9. Cargas distribuidas linealmente tramo 3-4.....	46
Tabla 10. Cargas distribuidas linealmente tramo 4-5.....	46
Tabla 11. Resumen peso de viga.....	49
Tabla 12. Resumen de peso de losas.....	50
Tabla 13. Resumen de peso de columnas.....	50
Tabla 14. Sobrecarga por piso.....	51
Tabla 15. Sobrecarga por peso de muros.....	51
Tabla 16. Sobrecarga por repello en losa.....	52
Tabla 17. Sobrecarga por instalaciones.....	52
Tabla 18. Cargas vivas por nivel.....	52
Tabla 19. Sobrecarga por muros de block.....	53
Tabla 20. Sobrecarga por muros de block y ventanearía.....	53
Tabla 21. Metrado de cargas por nivel.....	53
Tabla 22. Sismicidad y nivel de protección.....	55

Tabla 23. Amenaza sísmica en Esquipulas Palo Gordo	55
Tabla 24. Coeficiente de sitio F_a	56
Tabla 25. Coeficiente de sitio F_v	56
Tabla 26. Amenazas sísmicas especiales	57
Tabla 27. Factores N_a para períodos cortos de vibración	57
Tabla 28. Factores N_v para períodos largos de vibración.....	58
Tabla 29. Factores K_d de acuerdo con el nivel del sismo	60
Tabla 30. Distribución de fuerzas sísmicas por nivel	62
Tabla 31. Centro de masa primer nivel	63
Tabla 32. Centro de masa segundo nivel entrepiso	64
Tabla 33. Centro de masa tercer nivel entrepiso	65
Tabla 34. Rigideces primer entrepiso en la dirección (Y).....	69
Tabla 35. Rigideces primer entrepiso en la dirección (X).....	70
Tabla 36. Rigideces segundo entrepiso en la dirección (Y)	71
Tabla 37. Rigideces segundo entrepiso en la dirección (X)	71
Tabla 38. Rigideces tercer entrepiso en la dirección (Y).....	72
Tabla 39. Rigideces tercer entrepiso en la dirección (X).....	73
Tabla 40. Resumen de excentricidades	74
Tabla 41. Distribución de fuerzas por marco primer nivel en (Y)	78
Tabla 42. Distribución de fuerzas por marco primer nivel en (X)	79
Tabla 43. Distribución de fuerzas por marco segundo nivel en (Y).....	79
Tabla 44. Distribución de fuerzas por marco segundo nivel en (X).....	80
Tabla 45. Distribución de fuerzas por marco tercer nivel en (Y)	80

Tabla 46. Distribución de fuerzas por marco tercer nivel en (X)	81
Tabla 47. Factores de giro primer piso marco B	87
Tabla 48. Factores de giro segundo piso marco B.....	88
Tabla 49. Factores de giro tercer piso marco B	89
Tabla 50. Momentos de empotramiento de cargas vivas marco B	90
Tabla 51. Momentos de empotramiento de cargas muertas marco B	91
Tabla 52. Momentos de sujeción carga viva marco B.....	92
Tabla 53. Momentos de sujeción carga muerta marco B.....	92
Tabla 54. Momentos negativos finales en columnas primer nivel.....	100
Tabla 55. Momentos negativos finales en columnas segundo nivel	100
Tabla 56. Momentos negativos finales en columnas tercer nivel.....	101
Tabla 57. Momentos negativos finales en vigas primer nivel.....	101
Tabla 58. Momentos negativos finales en vigas segundo nivel	102
Tabla 59. Momentos negativos finales en vigas tercer nivel.....	102
Tabla 60. Momentos positivos primer nivel marco B.....	103
Tabla 61. Momentos positivos segundo nivel marco B.....	103
Tabla 62. Momentos positivos tercer nivel marco B.....	104
Tabla 63. Envolvente de momentos columnas tercer nivel marco B	109
Tabla 64. Envolvente de momentos columnas segundo nivel marco B.....	110
Tabla 65. Envolvente de momentos columnas primer nivel marco B	110
Tabla 66. Envolvente de momentos vigas tercer nivel marco B	111
Tabla 67. Envolvente de momentos vigas segundo nivel marco B.....	111
Tabla 68. Envolvente de momentos vigas primer nivel marco B	112

Tabla 69. Cálculo de momentos en losa primer nivel 114

LISTA DE SÍMBOLOS

C	Cohesión
φ	Ángulo de fricción interno
σ	Esfuerzo normal
R	Resistencia del suelo
Q_{adm}	Capacidad admisible del suelo
FS	Factor de seguridad
A_{col}	Área de la columna
$f'c$	Resistencia a compresión del concreto
P_U	Carga última mayorada
A_T	Área tributaria
α_s	Coefficiente de amplificación de carga
h_v	Altura de la viga
b_v	Base de la viga
l_v	Longitud mayor de viga
β	Relación entre lado corto y lado largo
l_a	Lado corto de losa
l_b	Lado largo de losa
t	Espesor de losa
p	Perímetro de la losa
PP_{viga}	Peso propio de la viga
PP_{losa}	Peso propio de la losa
b	Base de la viga

h	Altura de la viga
γ	Peso específico del concreto
t	Espesor de losa
W_i	Carga distribuida por unidad lineal en la viga
V_B	Cortante basal
C_s	Coefficiente sísmico
W_s	Peso total de la estructura (ton)
F_v	Coefficiente de sitio para período de vibración largos
N_a	Factor de la proximidad de amenaza especial para períodos cortos
N_v	Factor de la proximidad de amenaza especial para períodos largos
T_a	Período fundamental de vibración de una edificación
R	Factor de reducción de demanda
E	Módulo de elasticidad
b	Base de la columna (m)
a	Altura de la columna (m)
I	Inercia del elemento estructural (m^4)
L	Longitud del elemento estructural (m)
M	Momento por carga muerta
V	Momento por carga viva
M^+	Momentos positivos
M^-	Momentos negativos
CM	Carga muerta total
CV	Carga viva

ϕ	Factor de resistencia para momento
$f'c$	Resistencia a compresión del concreto
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
γ_c	Peso específico de concreto
t	Peralte de la losa
rec	Recubrimiento libre
D_{var}	Peralte efectivo
b	Base de la viga
h	Altura de la viga
d	Altura efectiva de la viga
r	Recubrimiento libre
D_{var}	Diámetro longitudinal de la varilla
ϵ_{ty}	Deformación unitaria en tracción del acero por compresión
E_s	Módulo de elasticidad del acero
ϵ_t	Deformación unitaria en tracción del acero, en estado nominal
V_n	Resistencia nominal a cortante
V_c	Resistencia a corte por concreto
V_s	Resistencia a corte por el acero
A_v	Área de refuerzo de cortante
s	Espaciamiento de varillas de refuerzo
λ	Factor de modificación del concreto
ϕ_c	Factor de reducción para cortante

GLOSARIO

ACI 318s-14	El reglamento del American Concrete Institute, ACI 318-14, es el utilizado para el diseño de estructuras de concreto simple, concreto con refuerzo no pre-esforzado y pre-esforzado, o ambos.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
Altimetría	Estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura o "cota" de cada punto respecto de un plano de referencia.
Áreas Tributarias	Es el área de carga que será sostenida por un miembro estructural.
Carga Muerta	Carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la misma estructura más los elementos permanentes.
Carga Viva	Cargas producidas por el uso y ocupación de las edificaciones u otras estructuras.
Cargas Verticales	El peso propio de muro, las cargas que transmiten los forjados, etc. Bajo cargas verticales excesivas, los maderos resultan aplastados, someten a tracciones locales a las piezas en dirección horizontal, y producen su fisuración vertical.
Cimiento	Elementos estructurales de una estructura cuya misión es transmitir sus cargas o elementos apoyados en ella al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

Columna	Son aquellos elementos verticales que soportan fuerzas de compresión y flexión, encargados de transmitir todas las cargas de la estructura a la cimentación; es decir, son uno de los elementos más importantes para el soporte de la estructura, por lo que su construcción requiere especial cuidado.
Confinamiento	Es la zona en la que se colocan elementos transversales de refuerzo para evitar fallas provocadas por cortante y limitar el movimiento de la estructura.
Cortante	Resultante de todas las fuerzas verticales que actúan en la viga en una sección considerada, manteniendo el equilibrio en la sección.
Corte Basal	Carga diseñada para el reemplazo de un efecto de sismo en una edificación, para simular fuerzas laterales equivalentes que actúan en la base de la estructura.
Cuantía	Relación entre área de acero respecto al área bruta de hormigón en una sección transversal.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal al ser cargados.
Elemento estructural	Es cada una de las partes diferenciadas, aunque vinculadas, en que puede ser dividida una estructura a efectos de su diseño.

Esfuerzo	Es la fuerza aplicada por unidad de área que soporta un material.
Espectro Sísmico	Ayuda a evaluar el comportamiento del suelo cuando es sometido a las vibraciones de registros sísmicos de forma virtual.
Excentricidades	Describe una distancia imaginaria desde el centro de gravedad de una superficie o de una barra a un punto real en el espacio.
Fluencia	Capacidad de un material de soportar esfuerzos de tensión o compresión, sufriendo deformaciones uniformes con la capacidad de regresar a su estado inicial.
Geográfica	Es una rama de la ingeniería civil que estudia las variables territoriales y ambientales en las distintas etapas de los proyectos ingenieriles o de investigación.
Inercia	Es la tendencia de un objeto a permanecer en reposo o a continuar moviéndose en línea recta a la misma velocidad.
Integración de Cargas	Consiste en determinar el peso muerto y vivo que soportar la estructura por cada metro lineal.
Mampostería	Sistema tradicional de construcción que consiste en utilizar en muros y parámetros mediante la colocación manual de los elementos o los materiales que los componen.
Mancuerna	Mancomunidad de Municipios de la Cuenca del Río Naranjo.

Módulo de Elasticidad	Indica la rigidez de un material: cuanto más rígido es un material, mayor es su módulo de elasticidad.
Momento torsional	Se denomina momento torsor a la componente paralela al eje longitudinal del momento de fuerza resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal del prisma mecánico.
Momentos	Resultado de aplicación de fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Peralte	Elevación recta o transversal con la que cuenta, ya sea una pieza o una zona específica de la construcción.
Peso propio	Es la carga procedente de todos los elementos estructurales definidos en el modelo, calculados respecto al material de las secciones y el grosor de las losas o muros utilizados.
Planimetría	Es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala de todos los detalles interesantes del terreno sobre una superficie plana, prescindiendo de su relieve y se representa en una proyección horizontal.
Rampa	Es un plano inclinado, un elemento arquitectónico que tiene la función de comunicar dos planos de distinto nivel, de modo que se salve una diferencia de altura en determinado espacio.

Rigidez	Capacidad de resistencia de un cuerpo al doblarse o torcerse por la acción de fuerzas exteriores que actúan sobre la superficie.
Sobrecarga	Consiste en trabajar a un ritmo por encima de la capacidad del sistema, provocando ineficiencias por cansancio del personal, deterioros de máquinas o equipos, cuellos de botella y tiempos muertos en el proceso.
Topografía	Estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones relativas de los puntos sobre la superficie de la tierra y debajo de la misma, mediante la combinación de las medidas según los tres elementos del espacio: distancia, elevación y dirección.
Viga	Elemento estructural horizontal que trabaja a flexión. Recibe las cargas que le transmite la losa y las transmite a las columnas.

RESUMEN

El presente documento tiene por objeto el diseño estructural de un edificio que funcione como mercado municipal en el municipio de Esquipulas Palo Gordo, ubicado en el departamento de San Marcos. La edificación se realiza teniendo en cuenta las necesidades básicas dentro del municipio, y el diseño se desarrolla a partir de los locales ya existentes y la población en general. Cuenta con dos accesos principales a través de un módulo de gradas y una rampa en la parte exterior.

El análisis de los elementos que conforman la estructura se basa en los requerimientos de las normas nacionales AGIES; NSE 1 (Generalidades), NSE 2 (Demandas Estructurales), NSE 3 (Diseño Estructural de Edificaciones), así como el código internacional ACI 318-14.

Se han realizado cálculos manuales para el diseño de vigas, columnas, losas y zapatas, con el apoyo de Microsoft Excel, y Mathcad Prime. Para la comparación de los cálculos manuales se han utilizado programas por computadora como es el ETABAS 2018, y SAP2000. La edificación es sismo resistente y para ello se utilizó el método estático equivalente de la norma AGIES. También se realizó un análisis con un modelo de espectro de respuesta, que tiene en consideración el tipo de suelo, la ubicación y el tipo de estructura. Para el edificio se optó por utilizar un sistema de marcos estructurales de 5.25 m*5 m. con losas en dos direcciones, columnas y cimientos con zapatas centrales.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado -EPS- es parte del desarrollo de los conocimientos adquiridos durante la carrera de Ingeniería Civil, con el propósito de presentar una propuesta basada en la necesidad de crear un espacio comercial que cumpla con las necesidades de funcionalidad, y seguridad estructural de acuerdo con las normas nacionales.

La propuesta consiste en la planificación de un edificio de tres niveles, que dará lugar a un espacio mucho más amplio y funcional que traerá beneficios a la población que va en crecimiento generando una alta concurrencia de compradores y vendedores dentro del municipio. Los aspectos que se consideran en el edificio son la elección de materiales, la disposición de columnas y vigas, la distribución de espacios adecuados para ubicar locales comerciales destinados a la venta de frutas, verduras, carnes, abarrotes, comedores y la integración de sistemas eléctricos y sanitarios. En el diseño estructural, se tomará en cuenta cada elemento que sea capaz de resistir las cargas de gravedad y sísmicas a las que está sometida la estructura.

En relación a las normas de seguridad, se utilizan las siguientes: Norma de Reducción de Desastres Número Dos -NRD-2- de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres -CONRED-, que indica los pasos a seguir en caso de un evento catastrófico como un sismo o un incendio. Normas de Seguridad Estructural de Guatemala, que establecen lineamientos a seguir para poder cumplir con los requisitos de acuerdo con las demandas y solicitudes.

OBJETIVOS

Objetivo general

Diseñar el edificio para el mercado municipal de Esquipulas Palo Gordo, San Marcos, mediante la implementación de técnicas de Ingeniería Civil para mejorar la infraestructura en el municipio.

Objetivos específicos

- Desarrollar el diseño estructural sismo-resistente del edificio para el mercado municipal de Esquipulas Palo Gordo, cumpliendo con los requerimientos de normas nacionales e internacionales sobre diseño estructural de concreto armado.
- Definir las dimensiones de los elementos estructurales según los datos recolectados del software de diseño estructural y los cálculos manuales realizados.
- Contribuir al mejoramiento de la infraestructura local que permita el crecimiento del municipio al proporcionar la planificación completa del proyecto.
- Obtener un estudio por medio de un ensayo de laboratorio, para conocer las propiedades del suelo donde se asentará la cimentación.

JUSTIFICACIÓN

El edificio para el mercado municipal busca proporcionar un espacio adecuado y seguro para la comercialización de productos locales, nacionales y otros, dicho proyecto busca fomentar el desarrollo económico de la región, que se adapte a las características del municipio con una arquitectura y estructura que se relacione con el entorno y esto se pueda convertir en un punto de encuentro social y cultural.

La construcción de un edificio diseñado específicamente para el mercado municipal contribuirá a la mejora de la infraestructura urbana en la localidad. Proporcionará un espacio organizado y funcional que beneficiará tanto a los comerciantes como a los compradores.

Los mercados municipales son centros vitales para la economía local y la vida cotidiana de los habitantes. El diseño de un edificio específico para el mercado municipal de Esquipulas Palo Gordo surge de la necesidad de contar con un espacio adecuado para la compra y venta de productos básicos, como alimentos frescos, ropa y otros artículos esenciales.

Un mercado bien diseñado puede impulsar la economía local y nacional al fomentar el comercio y la actividad empresarial. Además, al centralizar las actividades comerciales, se facilita la interacción entre los vendedores y los consumidores, lo que puede generar un mayor flujo de ingresos para la comunidad.

1. MONOGRAFÍA DE LA CABECERA MUNICIPAL DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

1.1. Antecedentes Históricos

El municipio de Esquipulas Palo Gordo es uno de los más antiguos del departamento de San Marcos. Fue fundado el 24 de diciembre de 1826 por el jefe político Manuel Montúfar. En 1936, el presidente de la época, Jorge Ubico, lo volvió a categorizar como aldea, ya que consideraba que era demasiado pequeño. Sin embargo, en 1948 el presidente Dr. Juan José Arévalo Bermejo decidió que nuevamente volviera a ser un municipio. La feria titular es el 15 de enero, en honor al Señor de Esquipulas. (Rodríguez, 2016)

El nombre tiene su origen en honor al Señor de Esquipulas, porque según se sabe por relato de los primeros habitantes, en su recorrido los caminantes descansaban bajo un árbol muy grande que servía como sombra, muy cerca había una tienda y en una ocasión un anciano entregó a la dueña conocida como Doña Leandra, un Cristo negro, y de ahí se empezó a llamar con el nombre de Esquipulas Palo Gordo.

1.2. Ubicación Geográfica

Esquipulas Palo Gordo se localiza en la región centro del departamento de San Marcos. Tiene una extensión territorial de 21 kilómetros cuadrados. Colinda al Norte y Este con el municipio San Marcos; al Sur con San Pedro Sacatepéquez y El Tumbador, y al Oeste con San Rafael Pie de la Cuesta, todos municipios del departamento de San Marcos.

1.3. Topografía

La superficie del municipio es accidentada, en cuyo territorio yacen vertientes del río Suchiate y del río Naranjo. Debido a ello, el municipio forma parte de la Mancomunidad de Municipios de la Cuenca del Río Naranjo MANCUERNA. Sus cuencas y microcuencas son portadoras de biodiversidad y fuentes del principal recurso hídrico a nivel municipal.

1.4. Clima

El municipio cuenta con una precipitación pluvial media anual de 2,138 mm, con temperaturas que fluctúan entre 5°C y 20°C, aunque en los meses más fríos pueden llegar hasta -4°C. La humedad relativa promedio es de 83%. La época de lluvias suele comenzar a mediados de abril y terminar en octubre, aunque en los últimos años se han presentado canículas prolongadas y el retraso de las lluvias hasta noviembre. (Municipalidad de Esquipulas Palo Gordo, 2019, págs. 5,6)

1.5. Población Actual

La población del municipio de Esquipulas Palo Gordo según la información obtenida por el Instituto Nacional de Estadística hay un total de 12,892 habitantes, donde 6,217 son hombres (48.22%) y 6,675 son mujeres (51.78%). (Instituto Nacional de Estadística, 2019, pág. 90)

1.6. Actividades Económicas

Entre las principales actividades económicas se destacan: la agrícola y la ganadería, así como locales privados, cajas rurales y cooperativas agropecuarias, centros de motocicletas y bicicletas, abarroterías, gasolineras, tiendas, comercios de ropa y artículos personales, restaurantes y cafeterías.

Para realizar intercambios comerciales, los negociantes locales y foráneos hacen uso de un pequeño mercado público, administrado por la municipalidad. Debido a sus escasas instalaciones, los comerciantes han recurrido a construir y arrendar locales privados a la orilla de las principales calles, y aquellos que no cuentan con recursos suficientes optan por instalar sus puestos de comercio en las aceras de calles y avenidas transitadas. En el municipio, el martes se emplea como el "día de plaza", ya que aumenta significativamente las transacciones comerciales.

1.7. Agricultura

Según el Plan Agropecuario y Ambiental (PAA) Esquipulas Palo Gordo 2017-2020, la actividad agraria es la principal en el municipio, constituyendo el 38.7% de la Población Económicamente Activa (PEA) que se dedica a esta labor. Según los técnicos municipales, existe un gremio de agricultores en la cabecera municipal, que en la actualidad exportan brócoli y coliflor al extranjero; sin embargo, su capacidad de crecimiento se ve afectada por el limitado acceso al capital, el bajo acceso al mercado y la carencia del recurso hídrico.

1.8. Educación

Las mediciones muestran un aumento progresivo en la cobertura educativa de los niveles preprimaria y diversificada, a diferencia de un descenso gradual de cobertura en primaria y básico. Si la tendencia se mantiene, la cobertura en preprimaria llegaría a 92%, superando así la meta país para el 2032. A pesar del descenso en la cobertura del nivel primario, se lograría alcanzar la meta trazada para el 2032.

1.9. Vías de Acceso

El municipio cuenta con dos accesos viales. Al noreste es la carretera asfaltada de la CA1 Occidente, que proviene del municipio de San Pedro Sacatepéquez y la cabecera departamental de San Marcos. Esta se encuentra en buen estado. Al sureste por la cabecera municipal, carretera con pavimento asfáltico que pasa por el Hospital Nacional de San Marcos. (Municipalidad de Esquipulas Palo Gordo, 2019, págs. 6,8,20,21,22)

1.10. Servicios Públicos

En la cabecera municipal se encuentra el edificio municipal, sede de la Alcaldía Municipal y oficinas especializadas de atención a la ciudadanía en servicios públicos municipales. Así como organizaciones religiosas y no gubernamentales.

1.11. Necesidades de Infraestructura en la Cabecera Municipal de Esquipulas Palo Gordo.

Se identifican los servicios que requiere la cabecera municipal para el mejoramiento de infraestructura en el área de salud, se necesita un espacio más amplio para el puesto de salud. Educación, la construcción de un edificio para el Instituto Nacional de Educación Básica. Vías de transporte, ubicar un centro de estación para taxis moto taxis y buses. Dentro de estas necesidades también se ha podido encontrar que en la cabecera del municipio de Esquipulas Palo Gordo existen proyectos de infraestructura por mejorar, como es el caso del mercado municipal, ya que el edificio actual no es el adecuado para el funcionamiento del comercio de los productos. Esta información proporcionada con el apoyo en conjunto de las autoridades comunitarias del referido municipio.

1.11.1. Descripción de las Necesidades

En el municipio de Esquipulas Palo Gordo se encuentra el mercado municipal, construido con muros de block y techo de lámina. Debido al paso del tiempo y los sismos que han afectado al municipio, se puede apreciar el deterioro de su infraestructura. Además, no se cuenta con una buena distribución de los ambientes, pues no fue planificado con el propósito de un adecuado crecimiento y desarrollo. Esta información es recolectada con las visitas al lugar del proyecto y también con el apoyo de la municipalidad de Esquipulas Palo Gordo.

A continuación, se describen las principales en infraestructura:

- Mercado municipal
- Centro de salud
- Sistema de alcantarillado

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Edificaciones Comerciales

Las edificaciones comerciales son sitios y espacios abiertos al público destinados a brindar productos de primera necesidad para el consumo humano. Entre estas edificaciones se encuentran: tiendas de barrio, mercados y centros comerciales.

2.2. Mercado

El mercado es un lugar destinado a la compra y venta de mercancías entre poblaciones.

2.2.1. Definición de Mercado

Es un espacio destinado a la operación y comercialización de bienes y servicios que integra un conjunto de personas y organizaciones que participan en la compra y venta para abastecer y satisfacer las necesidades con diversos artículos de consumo.

2.2.2. Mercado Municipal

Es un lugar específico donde se adquieren productos por personas individualmente o en familia, atendiendo sus necesidades de consumo como maíz, frijol, arroz, frutas, verduras, utensilios de cocina y vestimenta. Estos lugares suelen ser edificios que cumplen con los requerimientos de la cantidad de personas que los frecuentan.

2.3. Elementos Estructurales

Los elementos estructurales están conformados por columnas, vigas y losas.

2.3.1. Columnas

Una columna es un elemento estructural en forma vertical de soporte que está sometido a fuerzas axiales, entre ellas la compresión y la flexión. Una columna de

concreto simple es insuficiente para soportar una gran cantidad de peso, sin embargo, si se agrega refuerzo con varillas longitudinales, su capacidad de soportar cargas aumenta considerablemente.

2.3.2. Vigas

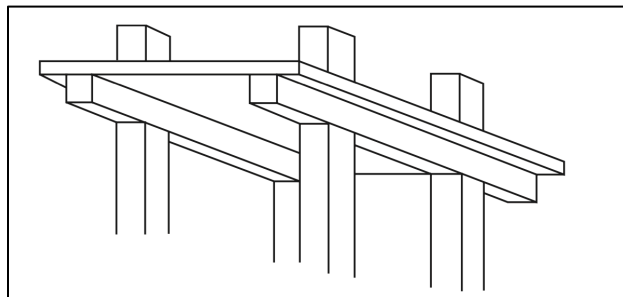
Una viga es un elemento estructural colocado de forma horizontal, está sometida a cargas verticales que se transmiten hacia los apoyos que son las columnas. Su función principal es resistir los momentos por flexión generados por las cargas.

2.3.3. Losas

Son elementos estructurales de concreto armado (también puede ser de materiales prefabricados) que se utiliza para formar los entrepisos y que transfiere las cargas de ocupación a las vigas.

Figura 1.

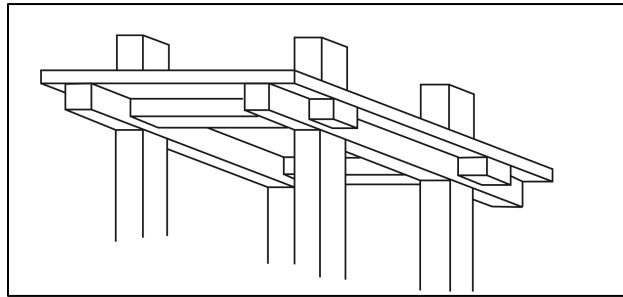
Losa unidireccional con vigas



Fuente: Libro diseño de concreto reforzado Jack C. Mc Cormac. (Mc Cormac, 2011, p. 485)

Figura 2.

Losa bidireccional con vigas



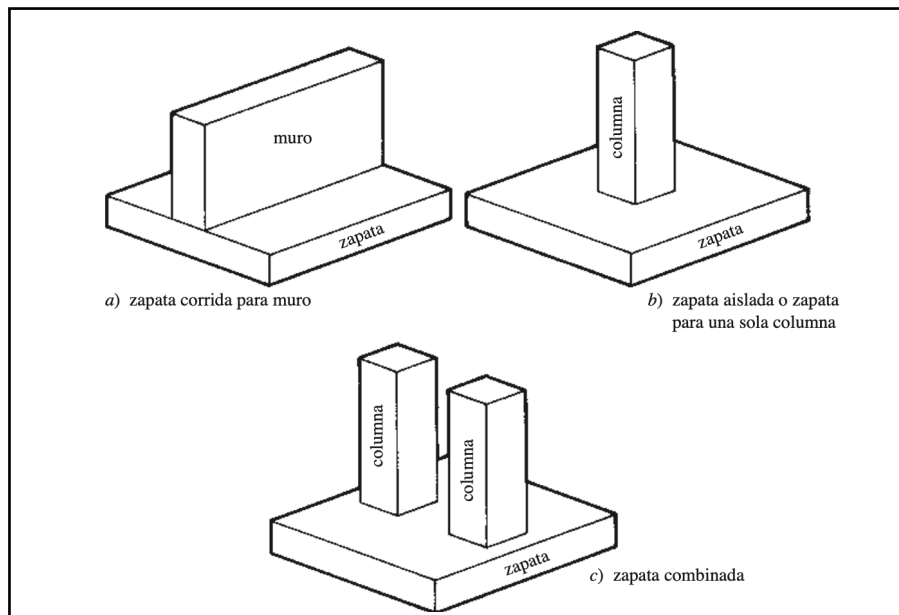
Fuente: Libro diseño de concreto reforzado Jack C. Mc Cormac. (Mc Cormac, 2011, p. 486)

2.3.4. Zapatas

Son elementos estructurales que se utilizan para soportar cargas de las columnas y transmitir esas cargas en un área superficial de suelo de fundición, que debe ser lo suficientemente firme y resistente para evitar asentamientos.

Figura 3.

Identificación de tipos de zapatas utilizadas en construcción



Fuente: Libro diseño de concreto reforzado Jack C. Mc Cormac. (Mc Cormac, 2011, p. 343)

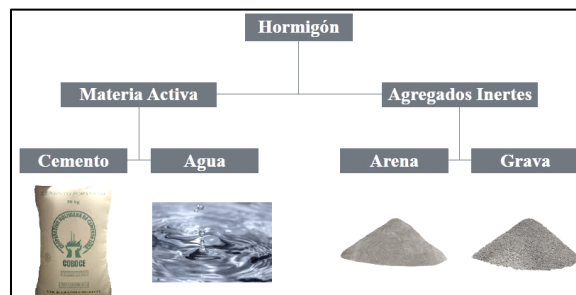
2.4. Hormigón o Concreto

Es una mezcla de dos componentes: agregados y material cementante.

Se utiliza principalmente en la construcción de estructuras como edificios, puentes y carreteras. Es un material que se adapta y moldea fácilmente en diferentes formas y tamaños. Además, el hormigón puede ser reforzado con barras de acero para aumentar su resistencia.

Figura 4.

Componentes del hormigón



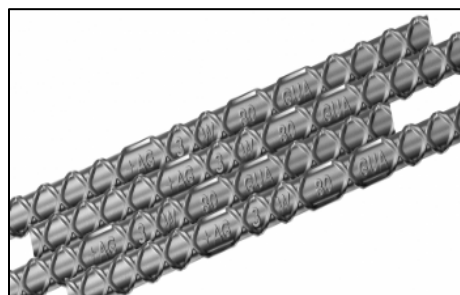
Fuente: Conceptos Básicos, estructuras de concreto reforzado, pagina 3.

2.5. Acero de Refuerzo

Es una aleación de hierro y carbono, que se fabrica para trabajar en tracción y compresión con la misma resistencia, a mayor cantidad de carbono mayor es su resistencia, pero menor es su ductilidad.

Figura 5.

Varillas corrugadas de refuerzo



Fuente: Aceros de Guatemala, producto (hierro)

2.6. Hormigón Armado

Es una combinación de hormigón y acero, en donde el acero de refuerzo proporciona la resistencia a la tracción, al combinarse con el concreto se crea un material altamente resistente a compresión y tensión.

Figura 6.

Comportamiento estructural del hormigón o concreto



Fuente: Conceptos Básicos, estructuras de concreto reforzado, pagina 10.

- Ventajas del Hormigón armado:

- 1) Resistencia a la compresión relativamente alta.
- 2) Mejor resistencia al fuego en comparación con el acero.
- 3) Larga vida útil con bajo costo de mantenimiento.
- 4) Se puede moldear para tomar la forma requerida.

- Desventajas del Hormigón armado:

- 1) Tiene una baja resistencia a la tracción, aproximadamente una décima parte de su resistencia a la compresión
- 2) Necesita curarse, mezclarse y vaciarse, lo que afecta a la resistencia final si no se le da un curado óptimo.

- 3) Costo de encofrados utilizados para vaciar el hormigón resulta en ocasiones con costo elevado.

2.7. Agregados del Concreto

Según Nilson (2001), para concretos estructurales comunes, los agregados ocupan aproximadamente entre el 70 y el 75 por ciento del volumen de la masa endurecida. El resto está conformado por la pasta de cemento endurecida, agua no combinada (es decir, agua no utilizada en la hidratación del cemento) y vacíos en el aire. Estos últimos dos no contribuyen a la resistencia del concreto. En general, mientras más densamente pueda empaquetarse el agregado, mejor será el refuerzo, la resistencia a la intemperie y la economía del concreto.

2.7.1. Agregado Grueso

El agregado grueso es la grava o lo que comúnmente se conoce como piedrín, sus aristas lo componen en formas irregulares (no redondas, demasiado planas o alargadas) para obtener una adecuada resistencia. Según Nilson (2001), El tamaño máximo de agregado grueso para concreto reforzado está controlado por la facilidad con que éste debe entrar en las formaletas y en los espacios entre barras de refuerzo. Con este fin, el agregado no debe ser mayor que un quinto de la dimensión más pequeña de las formaletas o un tercio del espesor de la losa, ni tres cuartos de la distancia mínima entre barras de refuerzo.

2.7.2. Agregado Fino

Según Mc Cormac, Brown (2018), el agregado fino o la arena es el material más pequeño que la grava, debe estar limpio de impurezas, para obtener una adecuada

adherencia a la pasta de cemento. Un agregado fino es cualquier material que pasa el tamiz No. 4, es decir, un tamiz con cuatro aberturas por pulgada lineal.

2.7.3. Cemento

Según Nilson (2001), un material cementante es aquel que tiene las propiedades de adhesión y cohesión necesaria para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas. Para la fabricación del concreto estructural, se utilizan exclusivamente los llamados cementos hidráulicos. De los diferentes cementos hidráulicos desarrollados, el cemento Portland, patentado por primera vez en Inglaterra en 1824, es el más común de todos.

El cemento Portland es un material de color gris que se presenta pulverizado, conformado fundamentalmente por silicatos de calcio y aluminio.

2.7.4. Aditivos

Los aditivos se utilizan como acelerantes o retardantes en el fraguado y endurecimiento del concreto con el fin de proporcionar una buena manejabilidad y así aumentar la resistencia que influye en la durabilidad del concreto. Según Mc Cormac, Brown (2018), los materiales que se agregan al concreto durante o antes del mezclado se denominan "aditivos". Se usan para mejorar el desempeño del concreto en ciertas situaciones, así como para disminuir su costo.

2.8. Muros Prefabricados

El ingeniero civil Joel Alexander Novas Cabrera plantea en una investigación hecho en Madrid y publicada en 2010 que los paneles prefabricados de hormigón son de los sistemas estructurales prefabricados más comunes. Como se ha mostrado en numerosas investigaciones, el análisis económico determina viabilidad aceptable en este

tipo de sistema. El proceso de análisis es de carácter dinámico, por lo que permite la adaptación de otros proyectos de configuración similar, para ser evaluados. La estructura de costos de este sistema de construcción muestra como la producción de los elementos de hormigón cubre más del 50% de los costos de construcción, incidencia debida a las múltiples funciones que cumplen los paneles de concreto en la edificación. (Estructura, distribución de espacios, acabados). Además, gracias a la rapidez del sistema de paneles, se obtiene una menor incidencia de los costos indirectos y administrativos en la estructura de costos del proyecto. Las propiedades térmicas, acústicas y de protección contra el fuego, la durabilidad de los elementos como consecuencia de la tecnología desarrollada en su diseño y construcción, y otras más que hacen que el producto sea con mayor proyección hacia el futuro en materia de construcción. La construcción con paneles permite incorporar en las viviendas parámetros como: la coordinación modular, seguridad antisísmica y contraincendios, además, de habitabilidad, durabilidad, belleza y estética. La progresividad en estos sistemas prefabricados, sólo es viable con el desarrollo de un mercado abierto que genere la demanda suficiente para comercializar individualmente este tipo de elementos. Con esto queda demostrada la viabilidad técnica y económica del sistema de grandes paneles, la cual puede servir como guía para análisis más profundos y específicos que lo complementen.

Características:

- tablacemento Durock
- espesores de 12.7 mm (½") o 15.9 mm (5/8");
- anchos de 81.3 cm (32"), 91.4 cm (36") o 1.22 m (48")
- longitudes de 91.4cm. a 2.44 m (3' a 8').

- ventajas
- economía
- menor costo que los sistemas de muros tradicionales
- tiempo
- rápida instalación
- calidad
- propiedades térmicas y acústicas
- protección contra incendios
- seguridad antisísmica
- formas y colores arquitectónicos especiales.
- resistentes al agua y la humedad
- mano de obra no especializada

2.9. Clasificación de las Fuerzas que Actúan en una Estructura

2.9.1. Externas

2.9.1.1. Gravedad (Muerta, Viva)

Según Mc Cormac, Brown (2018), las cargas vivas pueden cambiar de magnitud y posición. Estas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en almacenamientos en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de equipo en operación y muchas otras. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad. Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio, así como también cualesquiera elementos que están permanentemente unidos a ella.

Según Mc Cormac, Brown (2018), en un edificio con estructura de concreto reforzado, algunas de las cargas muertas son los marcos estructurales, muros, pisos, cielos, escaleras, techos y tubería con accesorios. Para diseñar una estructura, es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño. Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura. Los pesos obtenidos en el diseño deben compararse con los pesos estimados. Si se encuentran variaciones, será necesario repetir el análisis y diseñar usando pesos mejor estimados.

2.9.1.2. Sismo

Las fuerzas sísmicas son las que actúan en un edificio provocadas por los sismos, que se transmiten a través del suelo por las vibraciones debido a los movimientos de las placas tectónicas. La fuerza sísmica actúa en el centro de masa de cada planta en un edificio. Debe entenderse claramente que los terremotos afectan a las estructuras de manera indirecta. El suelo se desplaza y como las estructuras están conectadas a éste, también se desplazan y vibran. Como consecuencia, diversas deformaciones y esfuerzos son causados en toda la estructura.

2.9.2. Internas

Según Nilson (2001), las fuerzas internas, de corte y esfuerzos normales y cortantes en una sección cualquiera de un elemento, están en equilibrio con los efectos de las cargas externas en esta sección. Esta premisa no es una suposición sino una realidad, debido a que cualquier cuerpo o parte de éste estará en reposo sólo si todas las fuerzas que actúan sobre él están en equilibrio.

2.9.2.1. Axiales

Según Nilson (2001), es la fuerza que actúa sobre el eje longitudinal de un elemento estructural, como en el caso de una columna. Estas fuerzas están aplicadas en el centroides del elemento generando un esfuerzo uniforme.

- Compresión axial:

En elementos que soportan principal o exclusivamente cargas axiales de compresión, tales como columnas de edificios, resulta económico hacer que el concreto lleve la mayor parte de la carga.

- Tensión axial:

La resistencia a la tensión del concreto es apenas una pequeña fracción de su resistencia a la compresión. Se concluye que el concreto reforzado no está bien condicionado para ser utilizado en elementos sometidos a tensión debido a la baja contribución del concreto, si es que existe, a su resistencia.

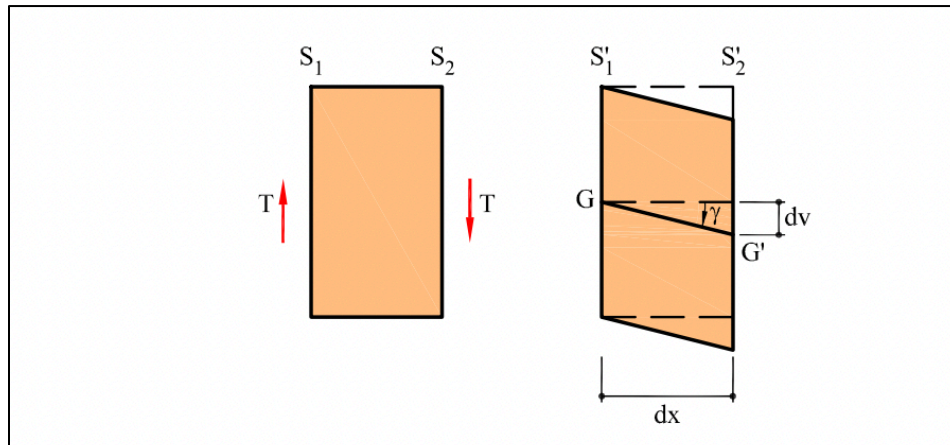
2.9.2.2. Cortantes

Una sección de una pieza está sometida a corte cuando sobre ella actúa un esfuerzo cortante, es decir, una resultante de fuerzas paralelas al plano de la sección.

La hipótesis que puede hacerse respecto a la deformación de una parte de una pieza prismática sometida a cortadura, es que las secciones transversales permanecen planas y se desplazan paralelas a sí mismas en la dirección del esfuerzo cortante.

Figura 7.

Hipótesis de deformación de la teoría elemental



Fuente: Catedrático titular en UPC, Universidad Politécnica de Catalunya Miguel Cervera Ruiz para Resistencia de materiales.

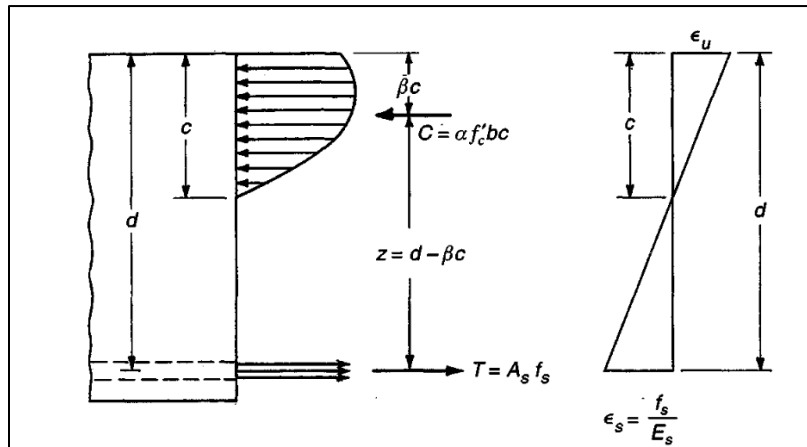
2.9.2.3. Flectoras

Las fuerzas flectoras o por flexión se presentan cuando se aplican fuerzas perpendiculares al elemento principal y éstas tienden a flexionarla. Estas fuerzas ocasionan un momento flector en el eje perpendicular.

En la práctica estructural es de interés calcular aquellos esfuerzos y deformaciones unitarias que ocurren en la estructura en servicio sometida a las cargas de diseño. Para las vigas de concreto reforzado esto puede hacerse mediante los métodos ya descritos, que suponen un comportamiento elástico en ambos materiales. De igual manera, es importante que el ingeniero estructural sea capaz de predecir con suficiente precisión la resistencia última de una estructura o de un elemento estructural. Hacer que esta resistencia sea mayor que las mayores cargas que puedan presentarse durante la vida de la estructura en una cantidad apropiada, garantiza un margen adecuado de seguridad.

Figura 8.

Distribución de esfuerzos para la carga última



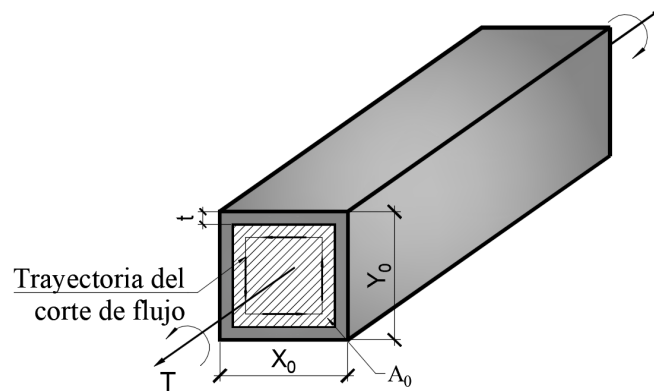
Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto. (ARTHUR H. NILSON, 2001, p. 71)

2.9.2.4. Torsoras

Una torsora es la rotación de un elemento longitudinal producido por un momento que intenta girar o torcer este mismo. Cuando los elementos se refuerzan en forma adecuada, las fisuras en el concreto aparecen para un momento torsor igual o un poco mayor que el de un elemento no reforzado. Las grietas forman un patrón en espiral. Después del agrietamiento, la resistencia a la torsión del concreto disminuye hasta casi la mitad de la resistencia del elemento no fisurado y el resto de la torsión la resiste ahora el refuerzo.

Figura 9.

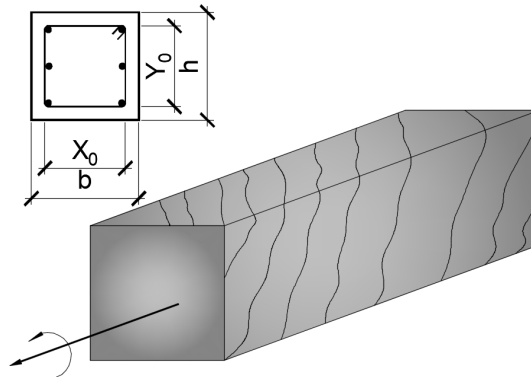
Tubo de pared delgada bajo torsión



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto. (ARTHUR H. NILSON, 2001, p. 225)

Figura 10.

Viga de concreto reforzado sometida a torsión.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto. (ARTHUR H. NILSON, 2001, p. 227)

2.9.3. Métodos de Diseño

2.9.3.1. Diseño Elástico

En el libro para diseño de concreto reforzado del ingeniero Jack C. Mc Cormac, indica que el método consiste en determinar los esfuerzos en los puntos críticos de la estructura que está sometida a cargas de servicio o de trabajo, a valores que estén por debajo del límite elástico del material, y que sean los más lejanos posible del esfuerzo de falla para garantizar la seguridad estructural. Desde principios del siglo XX hasta los

primeros años de la década de 1960, casi todo el diseño de estructuras de concreto reforzado en Estados Unidos se hizo aplicando el método de diseño de esfuerzos de trabajo (llamado también diseño por esfuerzos permisibles o diseño lineal). En este método, frecuentemente llamado WSD (Working Stress Design), se calculan primero las cargas muertas y vivas, llamadas cargas de trabajo o cargas de servicio, que han de ser soportadas. Luego se determina el tamaño de los miembros de la estructura, de manera que los esfuerzos calculados por medio del método de la sección transformada no excedan de ciertos valores límites o permisibles.

2.9.3.2. Diseño a la Resistencia Última

Este método aplica factores de seguridad mayorando cargas de servicio y reduciendo la resistencia de los elementos estructurales. Esto proporciona un estado mayor de confiabilidad porque la estructura tendrá mayor resistencia a la que está sometida debido a las cargas.

- Ventajas del diseño por resistencia:

La obtención de las expresiones del diseño por resistencia en el libro para diseño de concreto reforzado del ingeniero Jack C. Mc Cormac se especifica que se toma en cuenta la forma no lineal del diagrama esfuerzo-deformación unitaria. En el diseño por resistencia se usa un factor de seguridad más realista. El proyectista ciertamente puede estimar las magnitudes de las cargas muertas que una estructura tendrá que soportar con más exactitud que al estimar las cargas vivas y ambientales. Con el método de diseño por esfuerzos de trabajo se usaba el mismo factor de seguridad para cargas muertas, vivas y ambientales. Éste no es el caso para el diseño por resistencia. Una estructura diseñada con el método de resistencia tendrá un factor de seguridad más

uniforme contra el colapso. El método de resistencia aprovecha ventajosamente los aceros de alta resistencia. El método por resistencia permite diseños más flexibles que el método por esfuerzos de trabajo. Por ejemplo, el porcentaje de acero puede variar bastante. En consecuencia, se pueden usar grandes secciones con porcentajes pequeños de acero, o bien secciones pequeñas con grandes porcentajes de acero.

2.9.4. Criterios de Diseño

Los criterios de diseño de acuerdo con Nilson (2001), se dice que la resistencia real es la característica más crucial de un elemento estructural, y debe ser lo bastante alta para soportar todas las cargas previstas sin falla o inconvenientes. Por lo tanto, tiene sentido ajustar las características de los elementos, es decir, elegir el tamaño del concreto y la cantidad de refuerzo, para que puedan resistir las fuerzas generadas por situaciones hipotéticas de sobrecarga, utilizando cargas mucho mayores que las esperadas en condiciones normales de servicio. Esta metodología de diseño se conoce como diseño a la resistencia.

En estructuras de concreto reforzado con cargas cercanas al punto de ruptura, tanto el concreto como el acero experimentarán inevitablemente deformaciones no lineales en su rango inelástico. En otras palabras, el concreto en una parte de la estructura llega a su punto más fuerte y luego falla cuando se someten a niveles de esfuerzo y deformación mucho mayores que los del rango elástico inicial, donde esfuerzos y deformaciones son más o menos proporcionales. Igualmente, el acero en una región próxima a la falla experimentará tensiones más allá del límite elástico y alcanzará incluso la zona de fluencia. Por lo tanto, la resistencia nominal de un componente debe determinarse considerando la respuesta inelástica de los materiales

que lo componen. Un comportamiento también debe ser demostrado por un elemento diseñado mediante el método de resistencia.

2.10. Tipologías Estructurales

Los tipos de estructuras se clasifican de acuerdo a sus características según la NSE3-2018 pág. 22.

2.10.1. Clasificación

La clasificación se realiza para identificar el factor “R”. que es un factor que modifica la respuesta sísmica. Se aplicará para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio.

2.10.1.1. Estructura de Marcos Simples

Es un sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las sollicitaciones horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso. Los marcos pueden ser de concreto reforzado, de perfiles de acero estructural o combinados. Algunos marcos de concreto prefabricado califican como sistema E1. Esto está indicado en la NSE3-2018, sección 1.6.2.

2.10.1.2. Estructura de Muros (Estructura Cajón)

En la NSE-2018, sección 1.6.3 se especifica, es un sistema sostenido por muros estructurales interconectados con losas actuando como diafragmas. Los muros soportan el 100% de las sollicitaciones horizontales y la parte de las sollicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria. La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de concreto o acero que no tendrán la función de resistir sollicitaciones horizontales, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas

laterales de la estructura. Las losas pueden tener vigas incorporadas o ser planas; las vigas no necesitan tener una función sismo-resistente.

2.10.1.3. Estructura Combinada

En la NSE-2018, sección 1.6.4 se especifica que en un sistema sostenido por una combinación de muros estructurales y marcos (formados con columnas y vigas), todos interconectados con losas actuando como diafragmas. Las solicitaciones horizontales se reparten entre muros y marcos en proporción a sus rigideces en el plano vertical. Las losas pueden tener vigas o ser planas. Las vigas de los marcos tendrán una función sismo-resistente. Algunos componentes podrán excluirse del sistema sismo-resistente, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical.

2.11. Normas Nacionales de Seguridad Estructural AGIES

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- es una entidad privada no lucrativa, académica, gremial formativa, científica y cultural, que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, para el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo. Es una gremial adscrita al Colegio de Ingenieros de Guatemala.

Las Normas de Seguridad Estructural -NSE- están dirigidas a personas calificadas para comprender el significado y limitaciones de su contenido y sus recomendaciones, quedando bajo la responsabilidad de estas personas el uso de los criterios aquí establecidos. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería

Estructural y Sísmica no asume ninguna responsabilidad, ni total, ni parcial, por el uso que se haga del contenido del presente documento y no será responsable de ningún daño, falla o pérdida derivada de la aplicación del mismo. Los comentarios y sugerencias al presente documento deberán ser dirigidos al Comité Técnico de AGIES. Todas las personas, miembros o no de AGIES, están invitadas a colaborar con el mejoramiento del contenido de éste y el resto de documentos que conforman las Normas de Seguridad Estructural. (Sismica, 2020, pág. 4)

2.12. Código Internacional ACI

Los “Requisitos de Reglamento para concreto estructural” (“Reglamento”) contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. El Reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no preesforzada, construcción preesforzada y construcción compuesta. Entre los temas tratados se encuentran: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales, y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes. (ACI318-14, 2015, pág. 3)

2.13. Normas Técnicas Guatemaltecas

La Norma NTG 41095 clasifica los cementos por su tipo con base en los requisitos específicos para un uso general, alta resistencia inicial, desarrollo lento de resistencia, resistencia al ataque de sulfatos y calor de hidratación, también se indican requisitos opcionales para la propiedad de baja reactividad álcali-sílice con agregados reactivos, para el color blanco y para cemento con aire incorporado. (Norma NTG, 2019, pág. 2)

2.14. Norma de Reducción de Desastres NRD2

La Norma de Reducción de Desastres No. 2 –NRD2-, Normas Mínimas de Seguridad en edificaciones e Instalaciones de Uso Público, establece los requisitos mínimos de seguridad que deben observarse en las rutas de evacuación y salidas de emergencia de todas aquellas edificaciones e instalaciones, nuevas y existentes, a las cuales tienen acceso terceras personas, por ejemplo: oficinas, clínicas, centros de salud, mercados, iglesias, salones municipales, alcaldías auxiliares, escuelas y centros educativos, la –NRD2- fue creada con el principal objetivo de ser un conjunto de acciones dirigidas a reducir los efectos generados por la presentación de un evento natural o provocado. El manual está sujeto a las modificaciones que sufra la Norma de Reducción de Desastres Número Dos -NRD-2-, no sustituye a tal normativa, sino es únicamente un instrumento técnico para la aplicación de la misma. (CONRED, 2019, pág. 5).

3. DISEÑO EDIFICIO PARA MERCADO MUNICIPAL, ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.

3.1. Descripción del Proyecto

Consiste en el diseño de un edificio de tres niveles en un terreno con dimensiones variables haciendo que la forma sea irregular, está conformado de un área de 800.29 m^2 de superficie total, para un mercado municipal ubicado en el área urbana del municipio de Esquipulas Palo Gordo, departamento de San Marcos. El diseño cuenta con estructuras de marcos simples, que están compuestos por columnas y vigas que soportarán todas las cargas tributadas por las losas a los elementos.

El primer nivel tiene acceso vehicular, accesos principales y secundarios, área de carga y descargas, almacenamientos de granos básicos, lácteos, carnes, frutas y verduras, servicios públicos, área de lavados y acceso de módulo de gradas y pasillos. El segundo nivel cuenta con accesos principales y salidas, área de abarroterías, área de cocina y comedores, servicios públicos, servicio de electricidad y acceso de módulo de gradas y pasillos. El tercer nivel está conformado por zapaterías, venta de ropa, salón para reuniones, oficinas y módulo de gradas para acceso.

3.2. Ubicación y Localización del Terreno

El diseño está ubicado en la primera avenida entre segunda y tercera calle Zona 1 del municipio de Esquipulas Palo Gordo, departamento de San Marcos. no se realizará un traslado del actual mercado ya que este se realiza en el mismo lugar.

Figura 11.

Ubicación del lugar a diseñar



Fuente: Uso de programa GOOGLE EARTH 2022.

3.3. Estudio Topográfico

La metodología utilizada para el levantamiento topográfico está basada principalmente en el recorrido para visualizar aquellos puntos importantes que pueden ser tomados para mejorar la ubicación del área. El equipo topográfico utilizado es estación total digital tomando estaciones como también radiaciones.

En el lugar donde se realiza la topografía ya existe una obra gris que aún es utilizada por las personas. El fin del levantamiento topográfico es representar por medio de los datos obtenidos, reflejar el área mediante un plano donde se logra visualizar el área a utilizar.

- El equipo utilizado está compuesto por:

Estación total

Estadal de 4 metros

Brújula

Cinta métrica

En la **Tabla 1** se presenta los datos obtenidos del levantamiento topográfico.

Tabla 1.*Libreta topográfica*

P.O	Coordenadas		Elevación	Observaciones
	X	Y		
E-0	200	100	1000	
R-0.01	180.973	99.076	999.919	Esquina de Mercado
R-0.2	181.008	98.547	999.572	Canal
R-0.3	181.067	98.252	999.604	Canal
R-0.4	198.963	101.875	999.643	Mercado
R-0.5	199.416	101.525	999.208	Mercado
R-0.6	199.542	100.976	999.252	Mercado
R-0.7	201.568	101.564	999.49	Mojón
R-0.8	201.987	131.931	998.06	Mojón
R-0.9	201.913	130.926	999.167	Poste existente
E-1	195.331	128.788	999.695	Estación
R-1.1	195.988	127.034	999.739	Talud
R-1.2	195.225	125.664	999.743	Mercado
R-1.3	197.496	127.165	999.78	Baños existentes
R-1.4	197.935	132.238	1000.1	Baños existentes
R-1.5	176.043	136.233	999.205	Mojón
R-1.6	175.056	136.384	999.202	Banqueta
R-1.7	187.259	133.982	999.107	Talud
E-2	171.519	126.989	999.577	Estación
R-2.01	171.196	141.409	998.938	Centro de calle
R-2.2	173.105	118.045	999.718	Centro de calle
R-2.3	174.7	99.39	999.862	Centro de calle
E-3	174.618	99.464	999.875	Centro de calle
R-3.1	176.3	79.219	1000.101	Centro de calle
R-3.2	180.42	78.657	1000.188	Banqueta

Fuente: Elaboración propia obtenidas con equipo topográfico-estación total.

3.3.1. Planimetría

Consiste en una medición planimétrica logrando proyectar la superficie del área analizado sobre un plano cartesiano obtenido mediante el levantamiento topográfico localizando aquellos puntos necesarios, ayudando así a representar cómo se comporta el terreno contando con puntos visibles del área a cubrir del proyecto.

3.3.2. Altimetría

Logrando la visualización de las curvas de nivel mediante los ángulos verticales con ayuda de los puntos obtenidos de la topografía, se observa los cambios del nivel visibles del terreno para analizar y adaptarlos al diseño.

3.4. Estudio de Suelos

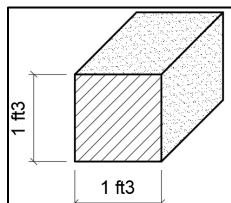
El estudio de suelo tiene como prioridad el especificar por medio de valores el comportamiento del suelo y aquellas características que ayude a comprender si el suelo tiene la suficiente capacidad de soportar la estructura del diseño.

3.4.1. Ensayo Triaxial

Se realiza por medio de procedimientos iniciando con la ubicación del punto donde se retira la muestra inalterada obtenida con un cubo de 1 ft^3 , se extrae de una profundidad de 2 metros y esta muestra no tiene que tener contacto con la humedad. El resultado de laboratorio indica como tipo de suelo limo arcilloso.

Figura 12.

Dimensiones de muestra de ensayo triaxial



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.4.2. Determinación del Valor Soporte del Suelo

Con los resultados obtenidos en laboratorio, se pasa a determinar la capacidad admisible del suelo por medio de un procedimiento con la fórmula general de Terzagui analizando el soporte que tendrá para una estructura. Para el cálculo se aplica la fórmula general, siendo la siguiente:

$$R=C+\sigma \cdot \tan (\varphi)$$

La cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (σ) es el resultado de la prueba de suelo representado de la siguiente manera:

$$C=4.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\varphi=28.01^{\circ}$$

$$\sigma=34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Una vez considerado los valores anteriores, se calcula la resistencia última del suelo (R):

$$R=4.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * \tan(28.01^{\circ}) = 22.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Donde:

C	cohesión
φ	ángulo de fricción interno
σ	esfuerzo normal
R	resistencia del suelo

Una vez que se calcula la resistencia del suelo y conociendo los demás valores, se puede obtener el valor de la capacidad admisible del suelo aplicando un factor de seguridad de 2.50.

$$Q_{adm} = \frac{R}{FS} = \frac{22.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{2.50} = 9.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Este valor de capacidad admisible es el resultado del tipo de suelo limo arenoso color café obtenido del estudio del suelo y, por lo tanto, será utilizado para el diseño.

Donde:

Q_{adm} capacidad admisible del suelo

FS factor de seguridad

3.4.3. Ensayo Límites de Atterberg

Es el procedimiento analizado en laboratorio para determinar el estado plástico del suelo y las características si éste está en estado líquido o estado plástico, esta prueba de suelo permite conocer el contenido de humedad y la cohesión del suelo.

3.5. Diseño Arquitectónico

3.5.1. Requerimiento de Áreas

El requerimiento de áreas está de acuerdo a los locales actuales con una proyección y distribución de ambientes necesarios que puedan satisfacer las necesidades de los habitantes.

3.5.2. Distribución de Ambientes

Los ambientes están distribuidos en un módulo que cuenta con tres niveles. Cada nivel está dividido en áreas definidas que son:

- Primer nivel: área húmeda; semi-húmeda y seca, frutas y verduras, servicios sanitarios.
- Segundo nivel: área de comedores, abarroterías, jugueterías y servicios sanitarios.

- Tercer nivel: ventas de ropa, zapaterías, salón de reuniones.

3.5.3. Área de Parqueos

El área de parqueo cuenta dentro del edificio con dos parqueos para personas discapacitadas, y el parqueo para vehículos en general se encuentra en la calle que conduce al mercado que conecta con la vía principal de la cabecera municipal. En la planta de conjunto está indicado el espacio disponible para los parqueos.

3.5.4. Área de Carga y Descarga

Esta área está destinada para el ingreso del producto y artículos de la mercadería al edificio, este espacio se encuentra en el ingreso principal y cuenta con las medidas necesarias para la movilización de transporte pesado.

3.5.5. Área de Servicios

Los servicios que se tiene en el mercado son: servicios sanitarios que se ubican en cada nivel, área disponible para la recolección de los desechos orgánicos e inorgánicos, cuarto de limpieza, y cuarto de electricidad donde se instalarán los contadores de los locales.

3.6. Análisis Estructural

3.6.1. Predimensionamiento Estructural

El predimensionamiento es dar una medida a los elementos estructurales previo al diseño, utilizando métodos matemáticos y en base a experiencia adquirida de edificaciones similares.

3.6.1.1. Columnas

Para determinar la dimensión de la columna si se conoce la resistencia de los materiales que conforman la columna, en este caso: concreto y acero, y además se

puede calcular la carga que llega a la columna, se sabe que: $\sigma = \frac{F}{A}$. De la fórmula general del esfuerzo se puede plantear la siguiente ecuación:

$$A_{col} = \frac{P_U * A_T * n}{\alpha_s * f'_c}$$

$$P_U = 1.20 * CMT + 1.60 * CV$$

Donde:

A_{col} área de la columna (cm^2)

f'_c resistencia a compresión del concreto (kg/cm^2)

P_U carga última mayorada (kg/cm^2)

A_T área tributaria (m^2)

n número de niveles (ad)

α_s coeficiente de amplificación de carga (ad)

$$P_U = 1.20 * 444 + 1.60 * 500 = 1332.80 \text{ kg/m}^2$$

$$A_{col} = \frac{1332.80 * 26.25 * 3}{0.40 * 210} = 1249.50 \text{ cm}^2$$

Se propone una columna de 40 cm * 40 cm, que hace un total de 1600 cm^2 mayor a 1249.50 cm^2 del valor calculado. La dimensión menor de la sección transversal debe ser al menos de 30 cm, según el ACI 318-14 18.7.2.1. La relación de entre dimensión de base y altura de la sección transversal debe ser al menos 0.40.

$$\frac{h}{b} = \frac{0.40}{0.40} = 1$$

3.6.1.2. Vigas

En el documento de diseño de concreto reforzado de Harry Parker indica que por cada metro de longitud de viga se supone un peralte de 8 cm, esto es equivalente a un

8% de por metro. El ancho de vigas rectangulares debe ser la mitad a tres cuartas partes del peralte. Para elementos sometidos a flexión, el ancho no debe ser menor a 0.30 veces la altura y 25 cm.

$$h_v = l_v * 0.08$$

$$b_v = \frac{h}{2}$$

$$b_v = 0.30 * h$$

$$l_v = 5.25$$

Donde:

h_v altura de la viga (m)

b_v base de la viga (m)

l_v longitud mayor de viga (m)

$$h_v = l_v * 0.08 = 5.25 * 0.08 = 0.42 \approx 0.45 \text{ m}$$

Para la altura de la viga se considera la longitud mayor de la viga en el eje x.

$$b_v = \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} = 0.225 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$$

$$b_v = 0.3 * h = 0.30 * 0.45 = 0.135 \text{ m} \approx 0.15$$

La base cumple con lo mínimo que sugiere el código ACI 318-14 de acuerdo con 18.6.2 de límites dimensionales.

3.6.1.3. Losas

Como primer paso para determinar la altura de la losa, es necesario conocer el comportamiento de la transferencia de cargas si es en una o dos direcciones. Se realiza la relación lado corto, lado largo,

$$\beta = \frac{l_b}{l_a} < 2 \text{ losa dos direcciones}$$

Donde:

β relación entre el lado corto y el lado largo (ad)

l_a lado corto de la losa (m)

l_b lado largo de la losa (m)

$$\text{Relacion}_{a,b} = \frac{l_b}{l_a} = \frac{5.25}{5} = 1.05 < 2 \text{ losa dos direcciones}$$

De lo anterior se sabe que la losa trabaja en dos direcciones, así que se procede con el cálculo de la losa con la siguiente expresión en base a la experiencia de calculistas, siendo una fórmula que da una buena aproximación del espesor.

$$t = \frac{p}{180}$$

$$p = 2 \cdot l_a + 2 \cdot l_b$$

Donde:

t espesor de losa (m)

p perímetro de la losa (m)

$$p = 2 \cdot l_a + 2 \cdot l_b = 5.25 \cdot 2 + 5 \cdot 2 = 20.5 \text{ m}$$

$$t = \frac{20.5}{180} = 0.114 \approx 0.12 \text{ m}$$

Se propone una losa con espesor de 0.12 m.

3.7. Análisis de Carga

Es importante considerar las cargas que se emplean a la estructura, entre éstas se pueden catalogar como tres tipos que se aplican en un edificio.

Cargas muertas: son cargas permanentes en la estructura y están determinadas por el peso propio generado por los elementos estructurales de: vigas, columnas y losas,

además de estas se deben considerar cargas muertas superpuestas que son provocadas por el piso, muros, acabado en las paredes y losa.

Cargas vivas: son cargas variables que no son constantes, son consideradas por la ocupación que se les da a las edificaciones, para conocer estas cargas la norma AGIES, proporciona cada carga según su uso.

Cargas ambientales: son el producto de las aceleraciones del suelo que generan sismos y se aplican horizontalmente en la estructura.

3.8. Integración de Cargas

La integración de cargas se realiza a través del principio de áreas tributarias, siendo el área la influencia de carga de un elemento estructural.

Las áreas tributarias en losas rectangulares en dos direcciones están divididas por una línea que forma 45°, y éstas tendrán forma de trapecio en el sentido más largo y forma de triángulo en el lado corto. Las cargas asignadas se transmiten por estas áreas tributarias a las vigas de los extremos de la losa. El área tributaria de los marcos sobre el eje X, y el eje Y. Se expresan respectivamente con las siguientes fórmulas:

$$A_t = \frac{B+b}{2} * h$$

Donde:

A_t representa el área tributaria del trapecio (m^2)

B es la base mayor (m)

b es la base menor (m)

h es la altura (m)

$$A_t = \frac{B+b}{2} * h = \frac{5.25+0.25}{2} * 2.50 = 6.875 \text{ m}^2$$

$$A_t = \frac{b \cdot h}{2}$$

Donde:

A_t representa el área tributaria del triángulo (m^2)

B es la base mayor (m)

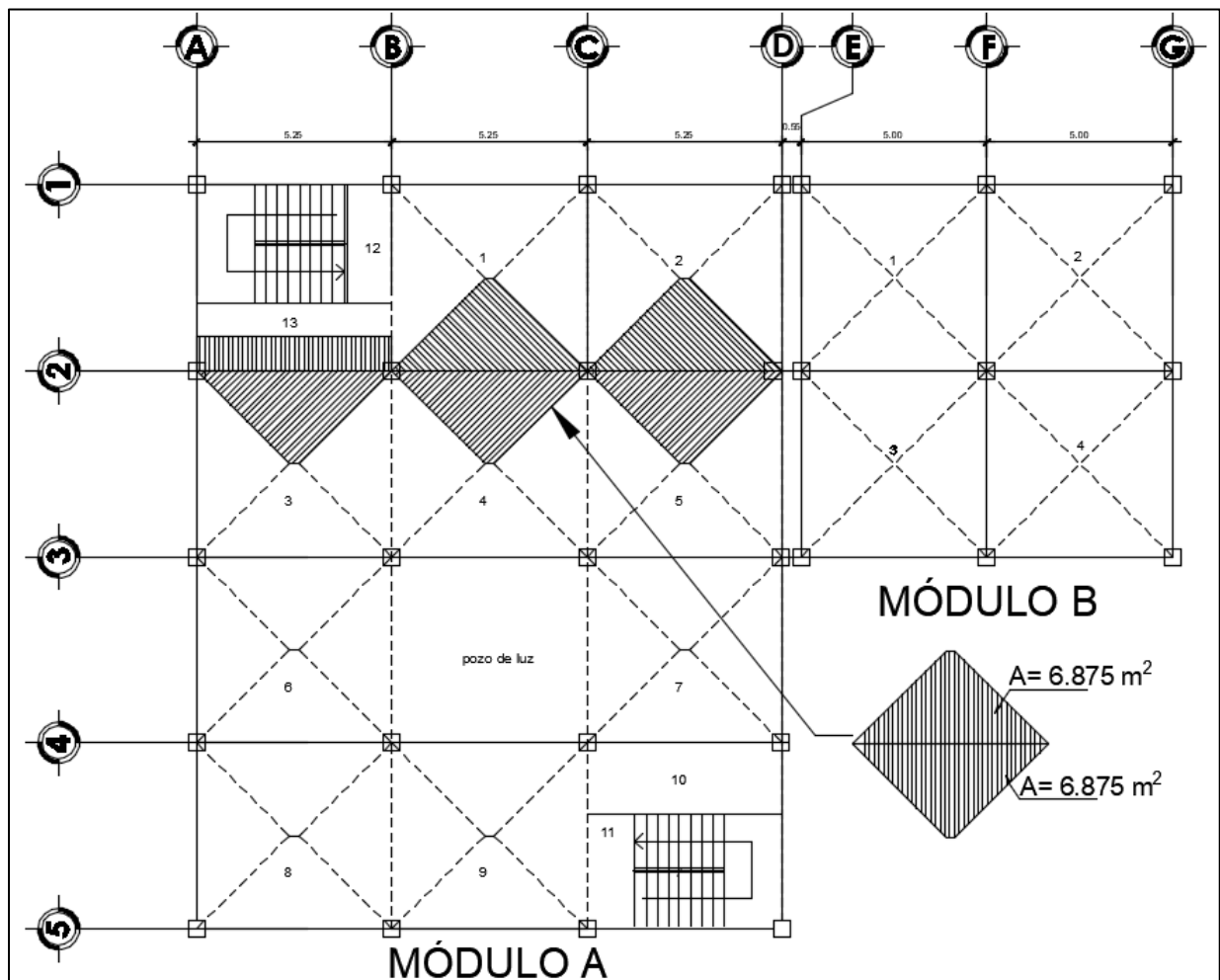
b es la base menor (m)

h es la altura (m)

$$A_t = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{5.00 \cdot 2.50}{2} = 6.25 \text{ m}^2$$

Figura 13.

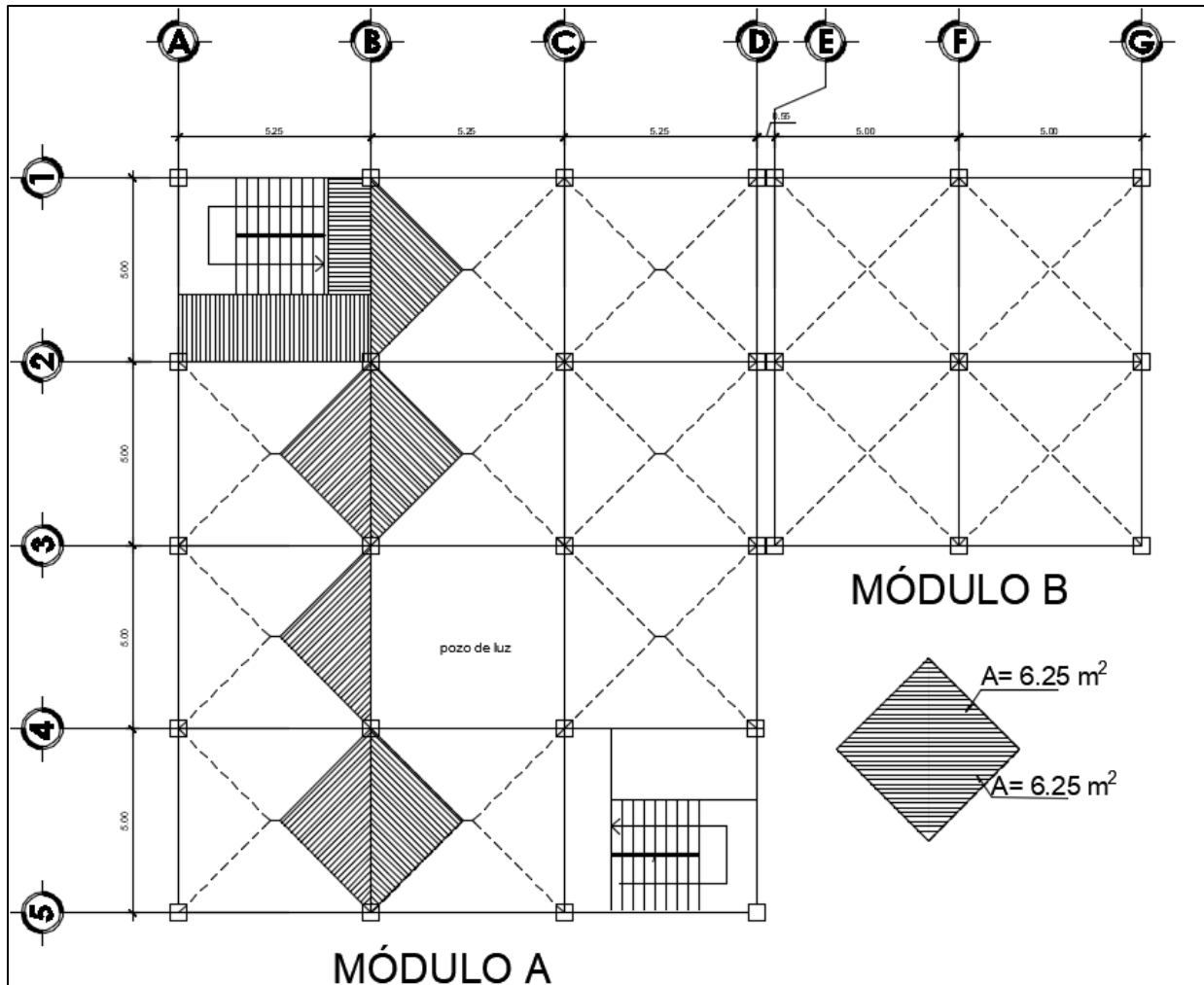
Áreas tributarias en el eje 2



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Figura 14.

Áreas tributarias en el eje B



Fuente: elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.9. Cargas Verticales en Marcos Dúctiles

La integración de cargas verticales se refiere al peso de las cargas muertas y cargas vivas, para las sobrecargas se considera de acuerdo a la norma NSE 2.

- Carga muerta:

La carga muerta se describe a continuación:

peso específico del concreto $2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

peso por partición de muros $75 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

sobrecarga por colocación de piso $77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

sobrecarga por repello de losa $24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

sobrecarga instalaciones $5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

sobrecarga por muro perimetral $483 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

sobrecarga por muro con ventana $255 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Para la realización de las cargas verticales se detalla el procedimiento para el marco 2 del eje X, en el marco B que pasa por el eje Y. Se toman estos ejes, ya que es donde se presentan las mayores cargas. Las cargas aplicadas en el primer y segundo piso incluyen el peso propio de la losa, el peso propio de la viga, el peso de las particiones de muro, el peso del piso, el peso del repello sobre la losa y las instalaciones como las tuberías de drenaje, agua y el cableado de electricidad.

Para el peso de la viga:

$$PP_{\text{viga}} = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}}$$

Donde:

PP_{viga} peso propio de la viga $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

b base de la viga m

h altura de la viga m

γ_{concreto} peso específico del concreto $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

$$PP_{\text{viga}} = 0.35 \cdot 0.70 \cdot 2400 = 588 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso de la losa:

$$PP_{\text{losa}} = t \cdot \gamma_{\text{concreto}}$$

Donde:

PP_{losa} peso propio de la losa $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

t espesor de la losa m

γ_{concreto} peso específico del concreto $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

$$PP_{\text{losa}} = 0.12 \cdot 2400 = 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

El total de las cargas en el primer se denota con la siguiente expresión:

$$W_{\text{CM}} = PP_{\text{losa}} + SC_{\text{muros}} + SC_{\text{repello}} + SC_{\text{piso}} + SC_{\text{insta}}$$

Donde:

W_{CM} sumatoria de peso de losa y sobrecargas $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

PP_{losa} peso propio de la losa $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

SC_{muros} peso de muros prefabricados $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

SC_{repello} sobrecarga por repello en losa $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

SC_{piso} sobrecarga por colocación de piso $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

SC_{insta} sobrecarga por instalaciones $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$W_{\text{CM}} = 288 + 75 + 24 + 77 + 5 = 469 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Esta carga en unidad de metros cuadrados está distribuida en la losa según el método de áreas tributarias, este valor se tiene que convertir por unidad lineal sobre el elemento estructural (viga), que se da por la siguiente expresión:

$$W_i = \frac{w_i \cdot AT}{l_v}$$

Donde:

W_i	carga distribuida por unidad lineal en la viga	$\frac{\text{kg}}{\text{m}}$
w_i	carga distribuida uniformemente	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
AT	área tributaria de total de la losa	m^2
l_v	longitud de la viga	m

Para las losas de la 3-4 del módulo "A", en el sentido "y", el área tributaria es:

$$AT = 2 \cdot 6.25 = 12.50 \text{ m}^2$$

$$W_i = \frac{469 \cdot 12.50}{5} = 1172.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La carga muerta linealmente distribuida de los ejes 2-3 es:

$$CM_{LT} = 588 + 1172.50 = 1760.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para las losas de la 3-4 del módulo "A", en el sentido "y", el área tributaria es:

$$W_i = \frac{469 \cdot 6.25}{5} + 469 \cdot \left(\frac{0.975 \cdot 3.175}{5} \right) = 876.62 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La carga viva linealmente distribuida de los ejes 1-2 es:

$$CM_{LT} = 588 + 876.62 = 1464.62 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Las cargas aplicadas en el tercer piso incluyen el peso propio de la losa, el peso propio de la viga, peso del repello sobre la losa y las instalaciones como son: las tuberías de drenaje, agua, y el cableado de electricidad.

Para el peso de la viga:

$$PP_{\text{viga}} = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}}$$

$$PP_{\text{viga}} = 0.35 * 0.70 * 2400 = 588 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{CM}} = 288 + 24 + 5 = 317 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_i = \frac{317 * 12.50}{5} = 792.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La carga muerta linealmente distribuida en el tercer piso de 2-3 es:

$$CM_{\text{LT}} = 588 + 792.50 = 1380.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- carga viva: por el tipo de edificio la carga viva de ocupación se considera de 500 kg/m² según la NSE 2 2018 de AGIES, para mercado comercial tanto para el primero como segundo piso.

$$CV_{\text{LT}} = \frac{CV_{\text{uso}} * AT}{l_v}$$

Donde:

CV_{LT}	carga viva distribuida por unidad lineal en la viga	$\frac{\text{kg}}{\text{m}}$
CV_{uso}	carga de ocupación	$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
AT	área tributaria de total de la losa	m^2
l_v	longitud de la viga	m

$$CV_{\text{LT}} = \frac{500 * 12.50}{5.00} = 1250.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

para el tercer piso la carga viva es de 200 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ azotea con acceso.

$$CV_{\text{LT}} = \frac{200 * 12.50}{5.00} = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

En las siguientes tablas se muestra la integración que corresponde al primer y segundo entrepiso de cada marco del eje B en el sentido "Y".

Tabla 2.*Cargas distribuidas linealmente tramo 1-2*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	Área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 1	5.00	5.25	5.00	6.25	1250.00	586.25
Losa 12	0.99	3.18	5.00	3.10	309.56	290.37
Peso de viga V-1	0.70	0.35				588
Total carga distribuida kg/m					934.56	1464.62

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 3.*Cargas puntuales tramo 1-2*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	Área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 15	0.96	5.25	5.25	5.05	481.25	451.41
Peso viga V-2	0.40	0.20		0.08		192.00
Total carga puntual kg					1263.28	1688.96

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 4.*Cargas distribuidas linealmente tramo 2-3*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	Área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 3	5.00	5.25	5.00	6.25	625.00	586.25
Losa 4	5.00	5.25	5.00	6.25	625.00	586.25
Peso de viga V-1	0.70	0.35				588
Total carga distribuida kg/m					1250.00	1760.25

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 5.*Cargas distribuidas linealmente tramo 3-4*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	Área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 6	5.00	5.25	5.00	6.25	625.00	586.25
Peso de viga V-1	0.70	0.35				588
Total carga distribuida kg/m					625.00	1174.25

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 6.*Cargas distribuidas linealmente tramo 4-5*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	Área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 8	5.00	5.25	5.00	6.25	625.00	586.25
Losa 9	5.00	5.25	5.00	6.25	625.00	586.25
Peso de viga V-1	0.7	0.35				588
Total carga distribuida kg/m					1250	1760.50

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

En las siguientes tablas se muestra la integración que corresponde a cada marco del eje B en el sentido “Y” para el tercer piso.

Tabla 7.*Cargas distribuidas linealmente tramo 1-2*

Viga 1-2						
No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 1	5.00	5.25	5.00	6.25	250.00	396.25
Losa 12	5.00	5.25	5.00	3.10	123.83	196.26
Peso de viga V-1	0.70	0.35				588
Total Carga Distribuida kg/m					373.83	1180.51

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 8.*Cargas distribuidas linealmente tramo 2-3*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	Área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 3	5.00	5.25	5.00	6.25	250.00	396.25
Losa 4	5.00	5.25	5.00	6.25	250.00	396.25
Peso de viga V-1	0.70	0.35				588
Total carga distribuida kg/m					500.00	1380.50

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 9.*Cargas distribuidas linealmente tramo 3-4*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 10	5.00	5.25	5.00	6.25	250.00	396.25
Peso de viga V-1	0.6	0.3				588
Total carga distribuida kg/m					250.00	984.25

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

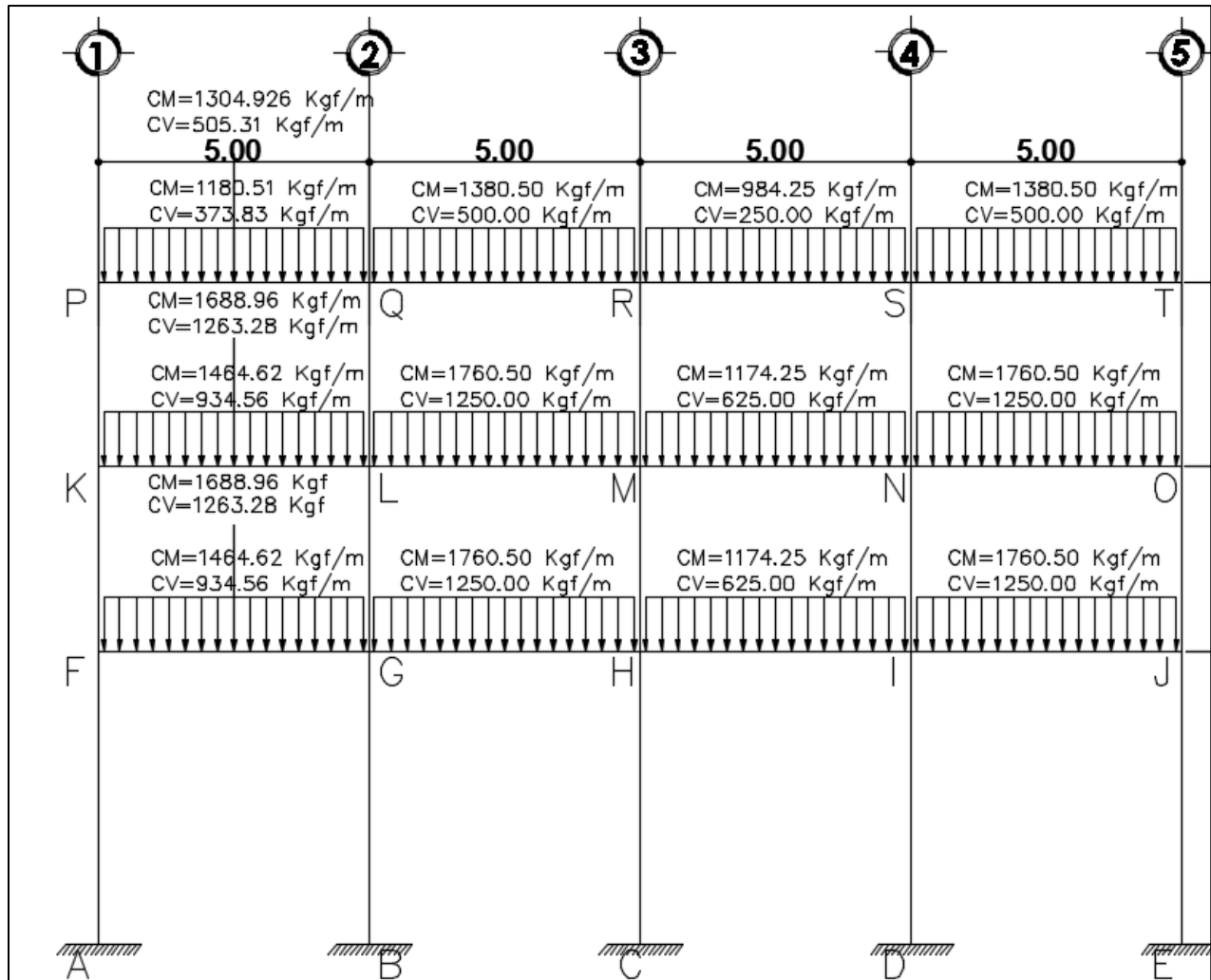
Tabla 10.*Cargas distribuidas linealmente tramo 4-5*

No. Losa	altura (m)	base (m)	L viga (m)	área tributaria m ²	CV kg/ m	CM kg/ m
Losa 12	5.00	5.25	5.00	6.25	250.00	396.25
Losa 13	5.00	5.25	5.00	6.25	250.00	396.25
Peso de viga V-1	0.6	0.3				588
Total carga distribuida kg/m					500.00	1380.50

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Figura 15.

Diagrama de cargas vivas y muertas eje B



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.10. Cargas Horizontales en Marcos Dúctiles

Las cargas horizontales se producen por fuerzas externas. Para este análisis se considera el caso de los sismos, siendo Guatemala un país vulnerable a la ocurrencia de estos eventos naturales. En el territorio concurren tres placas tectónicas: Cocos, Norteamérica y Caribe. Las que más actividad tienen son las siguientes:

- Falla de Chixoy-Polochic, que va de Izabal hasta Huehuetenango.
- Falla de Cocos: está localizada en la costa sur del país.
- Falla de Motagua: se encuentra de la zona central hacia el caribe del territorio guatemalteco.

3.11. Integración de Peso Estructural

Esta integración se refiere a todo el peso de la estructura que incluye el peso propio, sobrecargas permanentes y cargas vivas, para realizar la integración de cada elemento estructural que incluye; columnas vigas y losas, se determinará por la siguiente expresión:

$$W_{\text{elemento}} = n_o * \gamma * l * b * h$$

Donde:

n_o	número de elementos	(ad)
l	longitud del elemento	(m)
b	base de la sección transversal	(m)
h	altura de la sección transversal	(m)
γ	peso específico del concreto	(kg/m ³)

En el sentido X hay 15 vigas principales y 16 en Y de 35 cm * 70 cm, además de dos vigas secundarias de 20 cm * 40 cm, esto para el primero, segundo y tercer nivel.

Tabla 11.*Resumen peso de viga*

Elemento	cantidad	b (m)	h (m)	l (m)	γ (ton/m ³)	W_{elemento} ton
NIVEL 1						
Viga principal x	15	0.35	0.70	4.75	2.40	41.895
Viga principal y	16	0.35	0.70	4.50	2.40	42.336
Viga secundaria x	2	0.20	0.40	4.75	2.40	1.824
NIVEL 2						
Viga principal x	15	0.35	0.70	4.75	2.40	41.895
Viga principal y	16	0.35	0.70	4.50	2.40	42.336
Viga secundaria x	2	0.20	0.40	4.75	2.40	1.824
NIVEL 3						
Viga principal x	15	0.35	0.70	4.75	2.40	41.895
Viga principal y	16	0.35	0.70	4.50	2.40	42.336
	2	0.20	0.40	4.75	2.40	1.824
Peso total de vigas Σ						258.165

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

En el primero, segundo y tercer nivel hay 9 losas de 5.25 m * 5.00 m, además de dos losas de 1.925 m * 5.25 m, otras dos de 0.975 m * 3.075 m.

Tabla 12.*Resumen de peso de losas*

Elemento	Cantidad	b (m)	l (m)	h (m)	γ (ton/m ³)	W_{elemento}
NIVEL 1						
Losa	9	5	5.25	0.12	2.4	68.04
Losa	2	1.925	5.25	0.12	2.4	5.821
Losa	2	0.975	3.075	0.12	2.4	1.727
NIVEL 2						
Losa	9	5	5.25	0.12	2.4	68.04
Losa	2	1.925	5.25	0.12	2.4	5.821
Losa	2	0.975	3.075	0.12	2.4	1.727
NIVEL 3						
Losa	9	5	5.25	0.12	2.4	68.04
Losa	2	1.925	5.25	0.12	2.4	5.821
Losa	2	0.975	3.075	0.12	2.4	1.727
Peso total de losas Σ						226.764

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 13.*Resumen de peso de columnas*

Elemento	cantidad	b (m)	h (m)	l (m)	γ (ton/m ³)	W_{elemento} ton
NIVEL 1						
Columna	20	0.50	0.50	5.00	2.40	60.00
NIVEL 2						
Columna	20	0.50	0.50	3.40	2.40	40.80
NIVEL 3						
Columna	20	0.50	0.50	3.40	2.40	40.80
Peso total de columnas Σ						141.60

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Se consideran sobrecargas por piso $77 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, cargas por peso de muros prefabricados $50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, carga por repello en losa $24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, carga por instalaciones $5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, estas sobrecargas se aplicarán sobre el área total de las losas por cada nivel.

Para la carga viva por el tipo de ocupación y uso (mercado) se considera una carga de $500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ para el entrepiso del primer y segundo nivel y para la azotea sin acceso se toma una carga de $100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$. Las cargas vivas se distribuirán sobre el área total de losas por nivel.

Tabla 14.

Sobrecarga por piso

NIVEL	área losas (m ²)	W s/c ton/m ²	P (ton)
1	262.46	0.077	20.21
2	262.46	0.077	20.21

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 15.

Sobrecarga por peso de muros

NIVEL	área losas (m ²)	W s/c ton/m ²	P (ton)
1	262.46	0.075	19.68
2	262.46	0.075	19.68

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 16.*Sobrecarga por repello en losa*

Piso	área losas (m2)	W s/c ton/m ²	P (ton)
1	262.46	0.024	6.30
2	262.46	0.024	6.30
3	262.46	0.024	6.30

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 17.*Sobrecarga por instalaciones*

Nivel	área losas (m2)	W s/c ton/m ²	P (ton)
1	262.46	0.005	1.31
2	262.46	0.005	1.31
3	262.46	0.005	1.31

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 18.*Cargas vivas por nivel*

Piso	área losas (m2)	W s/c ton/m ²	kg	ton
1	262.43	0.50	131230	131.23
2	262.43	0.50	131230	131.23
3	262.46	0.20	52492	52.49

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Para el peso sísmico según la NSE 3 1.11.3 en el inciso (f) se puede considerar a un 25% de las cargas vivas de $500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$.

Tabla 19.*Sobrecarga por muros de block*

Piso	cantidad	b (m)	W CLM ton/m	P (ton)
1	2	5.25	0.483	5.072
2	2	5.25	0.483	5.072

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 20.*Sobrecarga por muros de block y ventanearía*

Piso	cantidad	b (m)	W CLMV ton/m	P (ton)
1	4	5.25	0.255	5.355
1	6	5.00	0.255	7.650
2	4	5.25	0.255	5.355
2	6	5.00	0.255	7.650

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 21.*Metrado de cargas por nivel*

Nivel	vigas	columnas	losas	S/C	PP	CM	CV	P (tonnef)
1	86.06	60.00	75.59	47.51	221.64	287.22	131.23	320.03
2	86.06	40.80	75.59	47.51	202.44	268.02	131.23	300.83
3	86.06	40.80	75.59	7.61	202.44	210.05	52.49	223.18

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

El peso por cada nivel es la carga muerta CM, más el 25% de la carga viva CV.

El peso de la masa total que participará en el sismo es:

$$W_s = 844.04 \text{ ton}$$

3.12. Cargas Sísmicas Según Normativa AGIES

Por la posición geográfica en Guatemala se debe considerar la fuerza sísmica. El “Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación”. (Asociación Guatemalteca de Seguridad Estructural y Sísmica, 2018, pág. 45).

En el suelo se produce una reacción que simula una fuerza inducida por el sismo que actúa en la base de la estructura, en las direcciones de análisis “X”, “Y”, que representa el cortante basal, calculado según la ecuación 2.1.2-1 de la NSE 3 2018.

$$V_B = C_S * W_S$$

Donde:

V_B cortante basal (ton)

C_S coeficiente sísmico (ton)

W_S peso total de la estructura (ton)

3.12.1. *Cálculo de la Ordenada Espectral Ajustada*

Para calcular el espectro de respuesta se consideran los siguientes parámetros:

- Ubicación: Esquipulas Palo Gordo, San Marcos.
- Clase de Obra: Categoría II, obra ordinaria
- Suelo: Tipo D

Obras ordinarias:

Son las que no están en las categorías I, III, o IV y que tienen una carga de ocupación inferior a 300 personas (calculado con los factores de la tabla 3.1.7-1).

Edificaciones con carga de ocupación entre 300 y 350 personas deberán cumplir con los lineamientos de categoría importante (AGIES NSE 1, 2020, p. 17).

Tabla 22.

Sismicidad y nivel de protección

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	esencial	importante	ordinaria	utilitaria
$I_o=4$	E	D	D	C
$I_o=3$	D	C	C	B
$I_o=2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	sismo mínimo

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 31) Tabla 4.2.2-1.

La amenaza sísmica se encuentra en el anexo A de la NSE 2, el municipio de Esquipulas Palo Gordo es el número 67 de este listado. A continuación, se describen los valores siguientes:

Tabla 23.

Amenaza sísmica en Esquipulas Palo Gordo

Municipio	I_o	suelo tipo D		
Esquipulas Palo Gordo	4.2	1.67	0.87	3.65

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 90) Tabla A-1.

Los factores F_a y F_v , se obtienen de las siguientes tablas:

Tabla 24.*Coeficiente de sitio Fa*

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	4	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica			

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 36) Tabla 4.5-1.

Tabla 25.*Coeficiente de sitio Fv*

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	4	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica			

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 36) Tabla 4.5-2.

Cálculo de la ordenada espectral ajustada de 1 segundo tomando las ecuaciones 4.5.2 de la NSE 2-18.

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

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

En este caso S_{cs} y S_{1s} serán ajustadas debido a intensidades sísmicas especiales.

Tabla 26.*Amenazas sísmicas especiales*

Tipo de fuente	descripción	máxima magnitud - momento	tasa de crecimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad	$M_0 \geq 7$	$TC \geq$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_0 < 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_0 < 6.5$	$M_0 \leq 2$

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 40) Tabla 4.6.2-1.

Tabla 27.*Factores N_a para períodos cortos de vibración*

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica		
	< 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 41) Tabla 4.6.2-2.

Tabla 28.

Factores Nv para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica			
	< 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.0	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 41) tabla 4.6.2-3.

Se considera un Tipo “A” para la fuente sísmica porque en el departamento de San Marcos y especialmente, en el municipio de Esquipulas Palo Gordo, los sismos en los últimos años han causado daños estructurales en las edificaciones.

La ordenada espectral ajustada por intensidades sísmicas especiales con períodos de 1 segundo se expresa con las siguientes ecuaciones de la norma NSE 2-18

4.2.3

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

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

Donde:

S_{cs} ordenada espectral del sismo extremo con períodos de vibración corto

S_{1s} ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo

F_a coeficiente de sitio para período de vibración corto

F_v coeficiente de sitio para período de vibración largos

N_a factor aplicado a la proximidad de amenaza especial para períodos cortos

N_v factor aplicado a la proximidad de amenaza especial para períodos largos

$$S_{cs} = 1.67 * 1 * 1 = 1.67$$

$$S_{1s}=0.87*1*1=0.87$$

- Período de Transición T_s , ecuación 4.5.4-1 Norma NSE2-18

T_s , separa los períodos cortos de los períodos largos

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{0.87}{1.67} = 0.52$$

- Períodos cortos del espectro T_o , ecuación 4.5.4-2 Norma NSE2-18

T_o , define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro

$$T_o = 0.20 * T_s = 0.20 * 0.52 = 0.104$$

- Períodos fundamentales de vibración T_a , fórmula 2.1.6-1 Norma NSE3-18

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

Donde:

T_a período fundamental de vibración de una edificación

K_T 0.047 para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado

h_n altura total del edificio

x 0.90 para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado

$$T_a = K_T * (h_n)^x = 0.047 * (11.80)^{0.90} = 0.43$$

- Sismo de diseño, ecuación 4.5.5-1 Norma NSE2-18

Espectro calibrado al nivel de diseño

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

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

Tabla 29.*Factores K_d de acuerdo con el nivel del sismo*

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario - 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo - 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo - 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo - condición de excepción	0.55

Fuente: Normas de Seguridad Estructural (AGIES NSE 2, 2020, p. 37) Tabla 4.5.5-1.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 0.66 * 1.67 = 1.102$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0.66 * 0.87 = 0.574$$

Demanda sísmica de diseño

Las ecuaciones para definir la demanda sísmica de diseño dependen de las relaciones de los períodos T_s , T_o , T_a , según la ecuación 4.5.6-2 de la NSE -18, se puede tomar lo siguiente, cuando:

$$T_o \leq T_a \leq T_s$$

Verificando lo anterior se tiene que:

$$0.10 \leq 0.43 \leq 0.52$$

Por tanto, se obtiene que la ordenada espectral de diseño $S_a(T) = S_{cd}$.

$$S_a(T) = S_{cd} = 1.10$$

3.12.2. Cálculo de Coeficiente Sísmico

El coeficiente de diseño sísmico se calcula por medio de la siguiente expresión según la NSE3-18 3.3.2-1.

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

Donde:

C_s coeficiente sísmico

$S_a(T)$ demanda sísmica de diseño

R factor de reducción de demanda

El factor de reducción R analizando la tabla 1.6.14-1 de coeficientes y factores para diseño sismo-resistentes de la NSE 3-18, para sistemas resistentes a momentos de concreto reforzado de alta ductilidad se considera como $R=8$.

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} = \frac{1.10}{8} = 0.1375 \approx 0.138$$

3.13. Cálculo de Cortante Basal

Con los datos obtenidos con anterioridad se procede a calcular el cortante basar que será distribuido en cada uno de los niveles de la estructura de acuerdo a lo correspondiente de la fuerza a cada uno de ellos.

$$V_B = C_s * W_s = 0.138 * 844.04 = 116.48 \text{ ton}$$

3.14. Distribución de Fuerzas Sísmicas por Nivel

Las fuerzas sísmicas se distribuyen a lo alto de todo el edificio según el numeral 2.2.1-1 de la NSE3-18.

$$F_i = V_B * \frac{h_i * h_i^k}{\sum (w_i * h_i^k)}$$

Donde:

F_i fuerza del cortante basal en el nivel "i"

h_i altura del nivel analizado desde la base

k 1, para $T \leq 0.50$ segundos, que aplica en este caso

w_i peso total de la estructura

Aplicando esta ecuación se obtiene los datos para la fuerza sísmica que le corresponde a cada nivel del edificio.

Tabla 30.

Distribución de fuerzas sísmicas por nivel

NIVEL	Wi (ton)	hi (m) acumulada	Wi*hi	porcentaj e α	fuerza sísmica Fs	fuerza cortante de entrepiso Vx
3er nivel	223.18	11.80	2633.49	0.39	45.37	45.37
2do nivel	300.83	8.40	2526.99	0.37	43.54	88.91
1er nivel	320.03	5.00	1600.16	0.24	27.57	116.48
Σ	1052.64		6760.64	1.00	116.48	

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

En un piso “i”, el centro de masa es el punto donde se concentra la masa de la estructura.

Las coordenadas del centro de masa de cada nivel, se da por las siguientes expresiones:

$$X_{CMi} = \frac{\sum W_j * X_j}{W_i}$$

Donde:

X_{CMi} coordenada en el eje “x” de centro de masa en el nivel “i” (m)

W_j peso parcial de los elementos del nivel “i” (kg)

X_j coordenada del centro geométrico del área parcial del nivel “i” (m)

W_i peso parcial del nivel “i” (kg)

$$Y_{CMi} = \frac{\sum W_j * Y_j}{W_i}$$

Donde:

Y_{CMi} coordenada en el eje "y" de centro de masa en el nivel "i" (m)

W_j peso parcial de los elementos del nivel "i" (kg)

Y_j coordenada del centro geométrico del área parcial del nivel "i" (m)

W_i peso parcial del nivel "i" (kg)

En las siguientes tablas está el resumen de las cargas y centros geométricos de cada elemento como lo es la losa para determinar el centro de masa respecto de cada nivel.

Tabla 31.

Centro de masa primer nivel

Losa	área	W CM kg/ m ²	W CV kg/ m ²	W total kg	L (m)	Wi*Li (Y)	L (m)	Wi*Li (X)
1	26.25	469.00	500	25436.25	17.50	445134.38	7.88	200310.47
2	26.25	469.00	500	25436.25	17.50	445134.38	13.13	333850.78
3	26.25	469.00	500	25436.25	12.50	317953.13	2.63	66770.16
4	26.25	469.00	500	25436.25	12.50	317953.13	7.88	200310.47
5	26.25	469.00	500	25436.25	12.50	317953.13	13.13	333850.78
6	26.25	469.00	500	25436.25	7.50	190771.88	2.63	66770.16
7	26.25	469.00	500	25436.25	7.50	190771.88	13.13	333850.78
8	26.25	469.00	500	25436.25	2.50	63590.63	2.63	66770.16
9	26.25	469.00	500	25436.25	2.50	63590.63	7.88	200310.47
10	10.11	469.00	500	9792.96	4.04	39539.06	13.13	128532.55
11	3.00	469.00	500	2905.18	1.54	4466.72	10.99	31920.70
12	10.11	469.00	500	9792.96	15.96	156320.06	7.88	77119.53
13	3.00	469.00	500	2905.18	18.46	53636.94	4.76	13835.93
Total				254322.53		2606815.91		2054202.93
coordenadas centro de masa				Ycm		10.25	Xcm	8.08

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

- Coordenadas centro de masa primer nivel

$$X_{CM} = \frac{\sum W_j * X_j}{W_i} = \frac{2054202.93}{254322.53} = 8.08 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum W_j * Y_j}{W_i} = \frac{2606815.91}{254322.53} = 10.25 \text{ m}$$

Tabla 32.

Centro de masa segundo nivel entrepiso

Losa	área	W CM kg/ m ²	W CV kg/ m ²	W total kg	L (m)	Wi*Li (Y)	L (m)	Wi*Li (X)
1	26.25	469.00	500	25436.25	17.50	445134.38	7.88	200310.47
2	26.25	469.00	500	25436.25	17.50	445134.38	13.13	333850.78
3	26.25	469.00	500	25436.25	12.50	317953.13	2.63	66770.16
4	26.25	469.00	500	25436.25	12.50	317953.13	7.88	200310.47
5	26.25	469.00	500	25436.25	12.50	317953.13	13.13	333850.78
6	26.25	469.00	500	25436.25	7.50	190771.88	2.63	66770.16
7	26.25	469.00	500	25436.25	7.50	190771.88	13.13	333850.78
8	26.25	469.00	500	25436.25	2.50	63590.63	2.63	66770.16
9	26.25	469.00	500	25436.25	2.50	63590.63	7.88	200310.47
10	10.11	469.00	500	9792.96	4.04	39539.06	13.13	128532.55
11	3.00	469.00	500	2905.18	1.54	4466.72	10.99	31920.70
12	10.11	469.00	500	9792.96	15.96	156320.06	7.88	77119.53
13	3.00	469.00	500	2905.18	18.46	53636.94	4.76	13835.93
Total				254322.53		2606815.91		2054202.93
coordenadas centro de masa				Ycm		10.25	Xcm	8.08

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

- Coordenadas centro de masa segundo nivel

$$X_{CM} = \frac{\sum W_j * X_j}{W_i} = \frac{2054202.93}{254322.53} = 8.08 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum W_j * Y_j}{W_i} = \frac{2606815.91}{254322.53} = 10.25 \text{ m}$$

Tabla 33.*Centro de masa tercer nivel entrepiso*

Losa	área	W CM kg/ m ²	W CV kg/ m ²	W total kg/ m ²	L (m)	Wi*Li (Y)	L (m)	Wi*Li (X)
1	26.25	317.00	200	13571.25	17.50	237496.88	7.88	106873.59
2	26.25	317.00	200	13571.25	17.50	237496.88	13.13	178122.66
3	26.25	317.00	200	13571.25	12.50	169640.63	2.63	35624.53
4	26.25	317.00	200	13571.25	12.50	169640.63	7.88	106873.59
5	26.25	317.00	200	13571.25	12.50	169640.63	13.13	178122.66
6	26.25	317.00	200	13571.25	7.50	101784.38	2.63	35624.53
7	26.25	317.00	200	13571.25	7.50	101784.38	13.13	178122.66
8	26.25	317.00	200	13571.25	2.50	33928.13	2.63	35624.53
9	26.25	317.00	200	13571.25	2.50	33928.13	7.88	106873.59
10	10.11	317.00	200	5224.93	4.04	21095.66	13.13	68577.22
11	3.00	317.00	200	1550.03	1.54	2383.17	10.99	17030.96
12	10.11	317.00	200	5224.93	15.96	83402.97	7.88	41146.33
13	3.00	317.00	200	1550.03	18.46	28617.44	4.76	7382.02
Total				135691.17		1390839.86		1095998.88
coordenadas centro de masa				Ycm		10.25	Xcm	8.08

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

- Coordenadas centro de masa tercer nivel

$$X_{CM} = \frac{\sum W_j * X_j}{W_i} = \frac{1095998.88}{135691.17} = 8.08 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum W_j * Y_j}{W_i} = \frac{1390839.86}{135691.17} = 10.25 \text{ m}$$

3.15. Determinación de Centro de Rigidez

El centro de rigidez representa el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales de un nivel y es el punto del entrepiso, en el cual al aplicar una fuerza cortante el nivel se traslada sin rotar con respecto al nivel inferior.

Las coordenadas del centro de torsión se obtienen:

$$C_{RX} = \frac{\sum R_{qy} * X_q}{\sum R_y}$$

$$C_{RY} = \frac{\sum R_{px} * Y_p}{\sum R_x}$$

C_{RX} coordenada centro de rigidez en (m)

R_{qy} rigidez del entrepiso en un pórtico "q" orientado en la dirección Y

R_{px} rigidez del entrepiso en un pórtico "p" orientado en la dirección X

R_y rigidez del entrepiso del edificio en la dirección y

X_q es la distancia del pórtico q al origen de coordenadas

Y_p es la distancia del pórtico p al origen de coordenadas

Rigidez primer entrepiso:

$$R_1 = \frac{48 * E}{h_1 * \left(\frac{4 * h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right)}$$

Donde:

R_1 rigidez del primer entrepiso

E módulo de elasticidad

K_{v1} I_V/L_V rigidez relativa de las vigas del primer entrepiso

K_{c1} I_C/L_C rigidez relativa de las columnas del primer entrepiso

h_1 altura del primer entrepiso

h_2 altura del segundo entrepiso

Rigidez segundo piso:

$$R_2 = \frac{48 \cdot E}{h_2 \cdot \left(\frac{4 \cdot h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{v2}} \right)}$$

Donde:

R_2 rigidez del primer entrepiso

E módulo de elasticidad

K_{v1} I_V/L_V rigidez relativa de las vigas del primer entrepiso

K_{c1} I_C/L_C rigidez relativa de las columnas del primer entrepiso

K_{v2} I_V/L_V rigidez relativa de las vigas del segundo entrepiso

K_{c2} I_C/L_C rigidez relativa de las columnas del segundo entrepiso

h_1 altura del primer entrepiso

h_2 altura del segundo entrepiso

h_3 altura del tercer entrepiso

Rigidez de entrepisos intermedios:

$$R_n = \frac{48 \cdot E}{h_n \cdot \left(\frac{4 \cdot h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum K_{v n-1}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum K_{vn}} \right)}$$

Donde:

R_n rigidez del n-ésimo entrepiso

E módulo de elasticidad

K_{vn} I_V/L_V rigidez relativa de las vigas del nivel sobre el n-ésimo entrepiso

K_{cn} I_C/L_C rigidez relativa de las columnas del n-ésimo entrepiso

h_n altura del n-ésimo entrepiso

n-1 índice que identifican tres niveles consecutivos (de abajo hacia arriba)

n+1 índice que identifican tres niveles consecutivos (de abajo hacia arriba)

El módulo de elasticidad se calcula de acuerdo con la ecuación 19.2.2.1.b del ACI

318-14.

$$15100 \cdot \sqrt{f'_c} = 15100 \cdot \sqrt{210} = 218819.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Inercia de la columna:

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot a \cdot (b)^3$$

Donde:

I_c inercia de la sección bruta de la columna (m^4)

b base de la columna (m)

a altura de la columna (m)

Las dimensiones para columna y viga se tomarán en base a los cálculos del pre-dimensionamiento.

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = I_c = \frac{1}{12} \cdot 0.40 \cdot (0.40)^3 = 0.002133$$

Inercia de la viga:

$$I_v = \frac{1}{12} \cdot b \cdot (h)^3$$

Donde:

I_v inercia de la sección bruta de la columna m^4

b base de la viga m

h altura de la viga m

$$I_v = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = I_c = \frac{1}{12} \cdot 0.25 \cdot (0.50)^3 = 0.0026204$$

Rigidez en las columnas:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{0.0021333}{3.40} = 0.00062745$$

Rigidez en las vigas:

$$K_v = \frac{I_v}{L_v} = \frac{0.0026204}{5.25} = 0.000496031$$

Aplicando la fórmula de wilbur para el primer entrepiso se obtiene lo siguiente:

$$R_1 = \frac{48 \cdot E}{h_1 \cdot \left(\frac{4 \cdot h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right)}$$

$$R_{1x} = \frac{48 \cdot 218819.79}{5.00 \cdot \left(\frac{4 \cdot 5.00}{4 \cdot 0.00062745} + \frac{5.00 + 3.40}{3 \cdot 0.000496031 + \frac{4 \cdot 0.00062745}{12}} \right)} = 124.51$$

$$R_{1y} = \frac{48 \cdot 218819.79}{5.00 \cdot \left(\frac{4 \cdot 3.40}{5 \cdot 0.00062745} + \frac{5.00 + 3.40}{4 \cdot 0.000520833 + \frac{5 \cdot 0.00062745}{12}} \right)} = 160.48$$

Tabla 34.

Rigideces primer entrepiso en la dirección (Y)

No.	Distancia al punto de origen Yi	No. C-1	No. V-1	$\sum K_{c1}$	$\sum K_{v1}$	rigidez en x	Rix * Yi
1	20	4	3	0.001707	0.001488	124.51	2490.26
2	15	4	3	0.001707	0.001488	124.51	1867.69
3	10	4	3	0.001707	0.001488	124.51	1245.13
4	5	4	3	0.001707	0.001488	124.51	622.56
5	0	4	3	0.0017	0.0015	124.51	0.00
Total				0.0085333	$\sum(Rix$	622.56	6225.64

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 35.

Rigideces primer entrepiso en la dirección (X)

No.	Distancia al punto de origen Xi	No. C-1	No. V-1	$\sum K_{c1}$	$\sum K_{v1}$	rigidez en y	Riy * Xi
A	0	5	4	0.002133	0.002083	160.48	0.00
B	5.25	5	4	0.002133	0.002083	160.48	842.52
C	10.5	5	4	0.002133	0.002083	160.48	1685.03
D	15.75	5	4	0.002133	0.002083	160.48	2527.55
		Total			$\sum(Riy)$	641.92	5055.09

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Centro de rigidez en el primer entrepiso

$$C_{RX} = \frac{\sum R_{qy} * X_q}{\sum R_y} = \frac{5055.09}{641.92} = 7.875 \text{ m}$$

$$C_{RY} = \frac{\sum R_{px} * Y_p}{\sum R_x} = \frac{6225.64}{622.56} = 10.00 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula de wilbur para el segundo entrepiso se obtiene lo siguiente:

$$R_2 = \frac{48 * E}{h_2 * \left(\frac{4 * h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{v2}} \right)}$$

$$R_{2x} = \frac{48 * 218819.79}{3.40 * \left(\frac{4 * 3.40}{4 * 0.00062745} + \frac{5.00 + 3.40}{3 * 0.000496031 + \frac{4 * 0.00062745}{12}} + \frac{3.40 + 3.40}{3 * 0.000496031} \right)} = 206.81$$

$$R_{2y} = \frac{48 * 218819.79}{3.40 * \left(\frac{4 * 3.40}{4 * 0.00062745} + \frac{5.00 + 3.40}{3 * 0.000520833 + \frac{4 * 0.00062745}{12}} + \frac{3.40 + 3.40}{3 * 0.000520833} \right)} = 276.28$$

Tabla 36.*Rigideces segundo entresiso en la dirección (Y)*

EJE	Distanica de los elementos al punto de origen Yi	No. C-1	No. V-1	$\sum Kc_2$	$\sum Kv_2$	Rigidez en X	Rix * Yi
1	20	4	3	0.002510	0.001488	206.81	4136.18
2	15	4	3	0.002510	0.001488	206.81	3102.14
3	10	4	3	0.002510	0.001488	206.81	2068.09
4	5	4	3	0.002510	0.001488	206.81	1034.05
5	0	4	3	0.002510	0.001488	206.81	0.00
Total						1034.05	10340.46

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 37.*Rigideces segundo entresiso en la dirección (X)*

EJE	Distancia de los elementos al punto de origen Xi	No. C-1	No. V-1	$\sum Kc_2$	$\sum Kv_2$	Rigidez en Y	Riy * Xi
A	0	5	4	0.003137	0.002083	276.28	0.00
B	5.25	5	4	0.003137	0.002083	276.28	1450.48
C	10.5	5	4	0.003137	0.002083	276.28	2900.95
D	15.75	5	4	0.003137	0.002083	276.28	4351.43
Total						1105.12	8702.86

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Centro de rigidez en el segundo entresiso:

$$C_{RX} = \frac{\sum R_{qy} * X_q}{\sum R_y} = \frac{8702.86}{1105.12} = 7.88 \text{ m}$$

$$C_{RY} = \frac{\sum R_{px} * Y_p}{\sum R_x} = \frac{10340.46}{1034.05} = 10.00m$$

$$R_n = \frac{48 * E}{h_n * \left(\frac{4 * h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum K_{v_{n-1}}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum K_{vn}} \right)}$$

$$R_{3x} = \frac{48 * 218819.79}{3.40 * \left(\frac{4 * 3.40}{4 * 0.00062745} + \frac{3.40 + 3.40}{3 * 0.000496031} + \frac{3.40 + 0}{3 * 0.000496031} \right)} = 251.71$$

$$R_{3y} = \frac{48 * 218819.79}{3.40 * \left(\frac{4 * 3.40}{4 * 0.00062745} + \frac{3.40 + 3.40}{3 * 0.000520833} + \frac{3.40 + 0}{3 * 0.000520833} \right)} = 258.58$$

Tabla 38.

Rigideces tercer entrepiso en la dirección (Y)

EJE	Distanica de los elementos al punto de origen	No. C-1	No. V-1	$\sum K_{c3}$	$\sum K_{v3}$	Rigidez en X	Rix * Yi
1	20	4	3	0.002510	0.001488	251.71	5034.11
2	15	4	3	0.002510	0.001488	251.71	3775.58
3	10	4	3	0.002510	0.001488	251.71	2517.06
4	5	4	3	0.002510	0.001488	251.71	1258.53
5	0	4	3	0.002510	0.001488	251.71	0.00
Total						1258.53	12585.28

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 39.*Rigideces tercer entrepiso en la dirección (X)*

EJE	Distanica de los elementos al punto de origen	No. C-1	No. V-1	$\sum Kc_3$	$\sum Kv_3$	Rigidez en Y	Riy * Xi
A	0	4	3	0.002510	0.001563	258.58	0.00
B	5.25	4	3	0.002510	0.001563	258.58	1357.56
C	10.5	4	3	0.002510	0.001563	258.58	2715.12
D	15.75	4	3	0.002510	0.001563	258.58	4072.67
Total						1034.33	8145.35

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

$$C_{RX} = \frac{\sum R_{qy} * X_q}{\sum R_y} = \frac{8145.35}{1034.33} = 7.88 \text{ m}$$

$$C_{RY} = \frac{\sum R_{px} * Y_p}{\sum R_x} = \frac{2585.28}{1258.53} = 10.00 \text{ m}$$

- Cálculo de excentricidades

La excentricidad ocurre cuando el centro de masa no coincide con el centro de rigidez del edificio. La diferencia que hay entre C_M y C_R se denomina como e_c , que multiplicada por el cortante sísmico actuante en el nivel, genera un momento torsional que gira en base al eje a un eje vertical.

Al momento inherente se le debe sumar una excentricidad accidental igual al 5% de la dimensión del nivel perpendicular a las fuerzas consideradas de acuerdo con el numeral 2.3.2 de la norma AGIES NSE 3.

$$e_{a_{x-y}} = C_M - C_R + 5\% * b$$

Donde:

e_c excentricidad pura en el eje X,Y (m)

$e_{a_{x-y}}$ excentricidad accidental en el eje X,Y (m)

b dimensión del edificio medida perpendicularmente a la dirección considerada (m)

Excentricidades de diseño primer nivel:

$$e_{a_x} = C_M - C_R + 5\% * b = 8.08 - 7.88 + 0.05 * 20.00 = 1.20 \text{ m}$$

$$e_{a_y} = C_M - C_R + 5\% * b = 10.25 - 10.00 + 0.05 * 15.75 = 1.04 \text{ m}$$

Excentricidades de diseño segundo nivel:

$$e_{a_x} = C_M - C_R + 5\% * b = 8.08 - 7.88 + 0.05 * 20.00 = 1.20 \text{ m}$$

$$e_{a_y} = C_M - C_R + 5\% * b = 10.25 - 10.00 + 0.05 * 15.75 = 1.04 \text{ m}$$

Excentricidades de diseño tercer nivel:

$$e_{a_x} = C_M - C_R + 5\% * b = 8.08 - 7.88 + 0.05 * 20.00 = 1.20 \text{ m}$$

$$e_{a_y} = C_M - C_R + 5\% * b = 10.25 - 10.00 + 0.05 * 15.75 = 1.04 \text{ m}$$

Tabla 40.

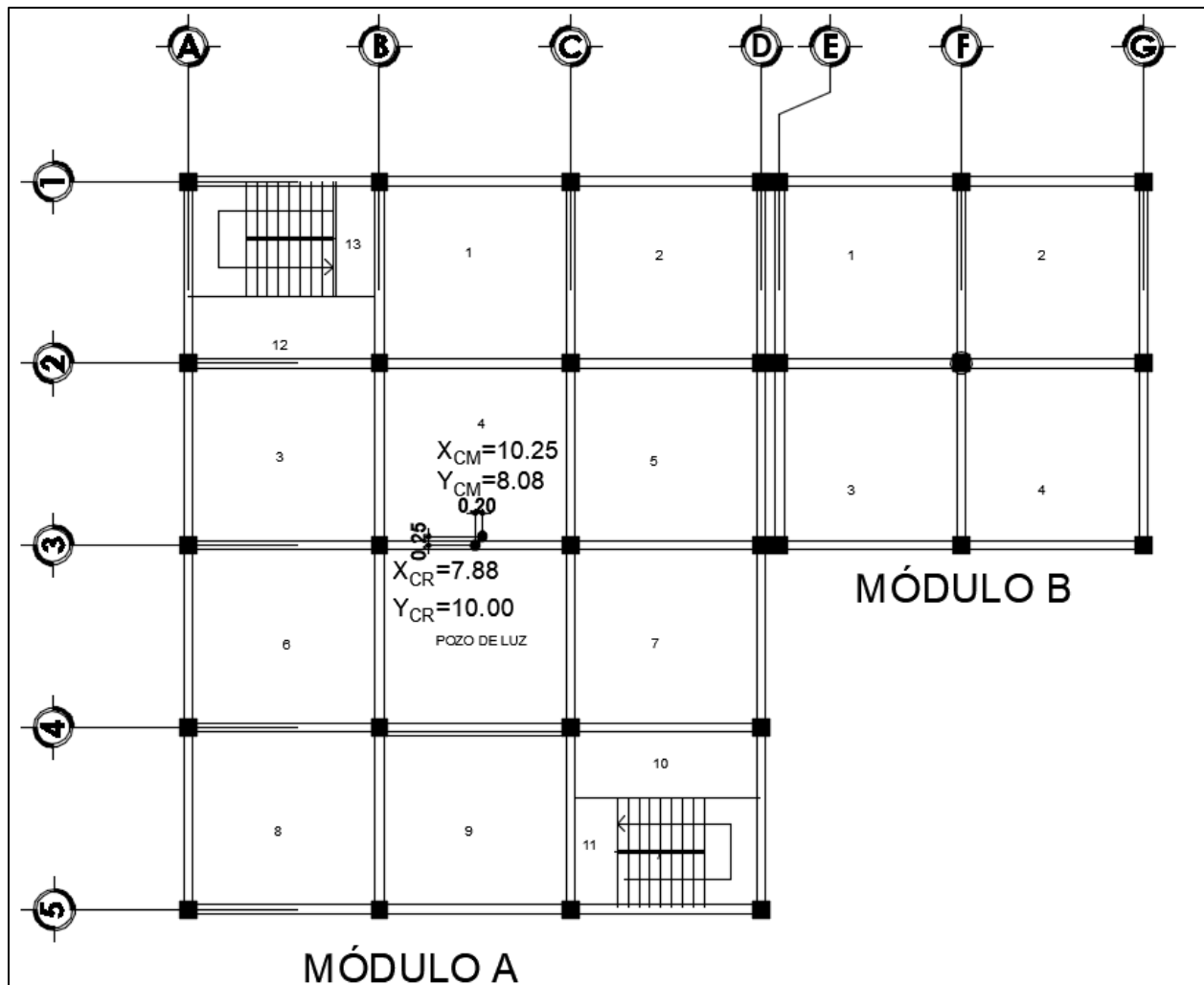
Resumen de excentricidades

Nivele	centro de masa		centro de rigidez		excentricidades		excentricidades de diseño	
	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr	ex (m)	ey (m)	ex (m)	ey (m)
3	8.08	10.25	7.88	10.00	0.20	0.25	1.20	1.04
2	8.08	10.25	7.88	10.00	0.20	0.25	1.20	1.04
1	8.08	10.25	7.88	10.00	0.20	0.25	1.20	1.04

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Figura 16.

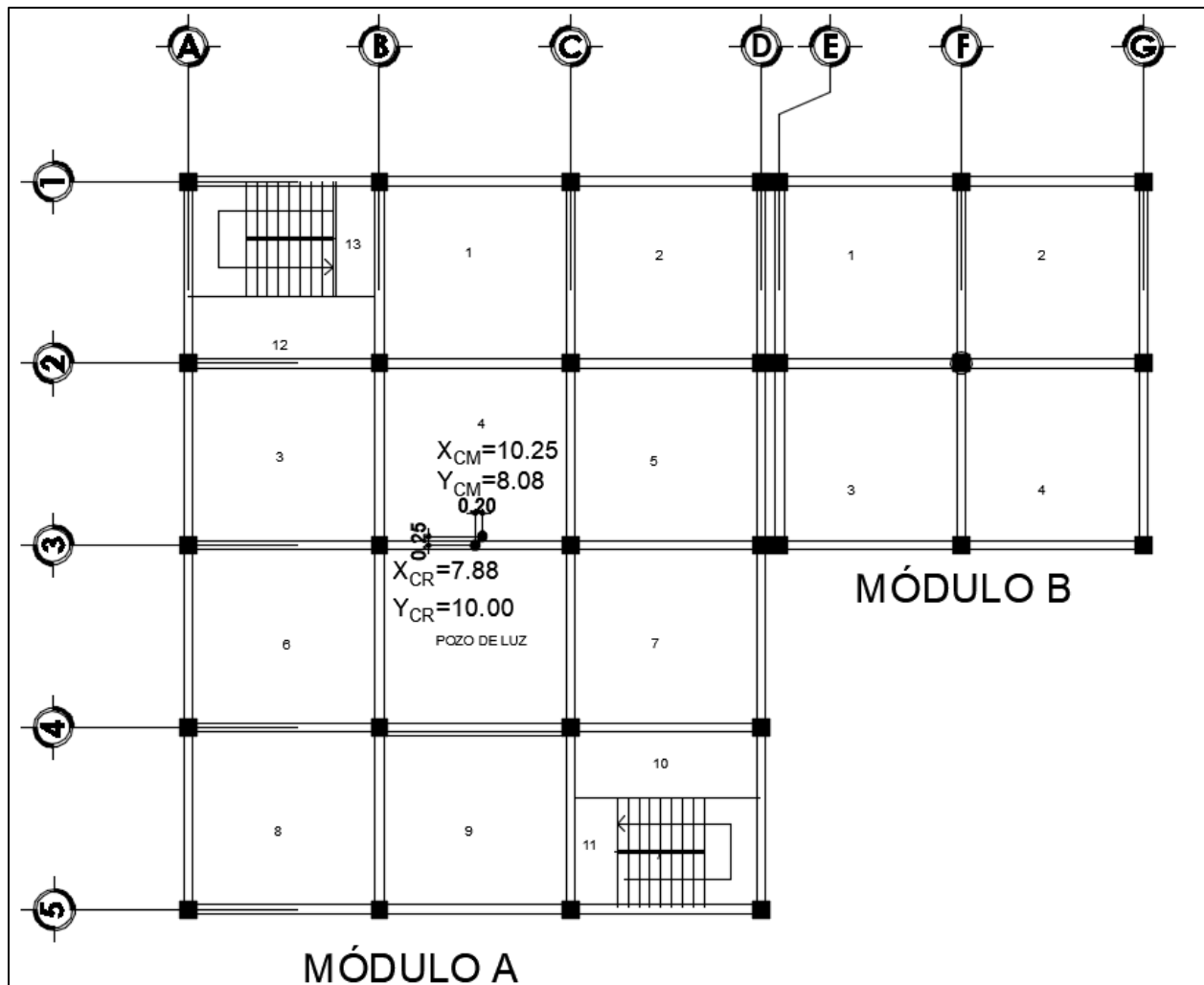
Posición centro de masa y rigidez primer entrepiso



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Figura 17.

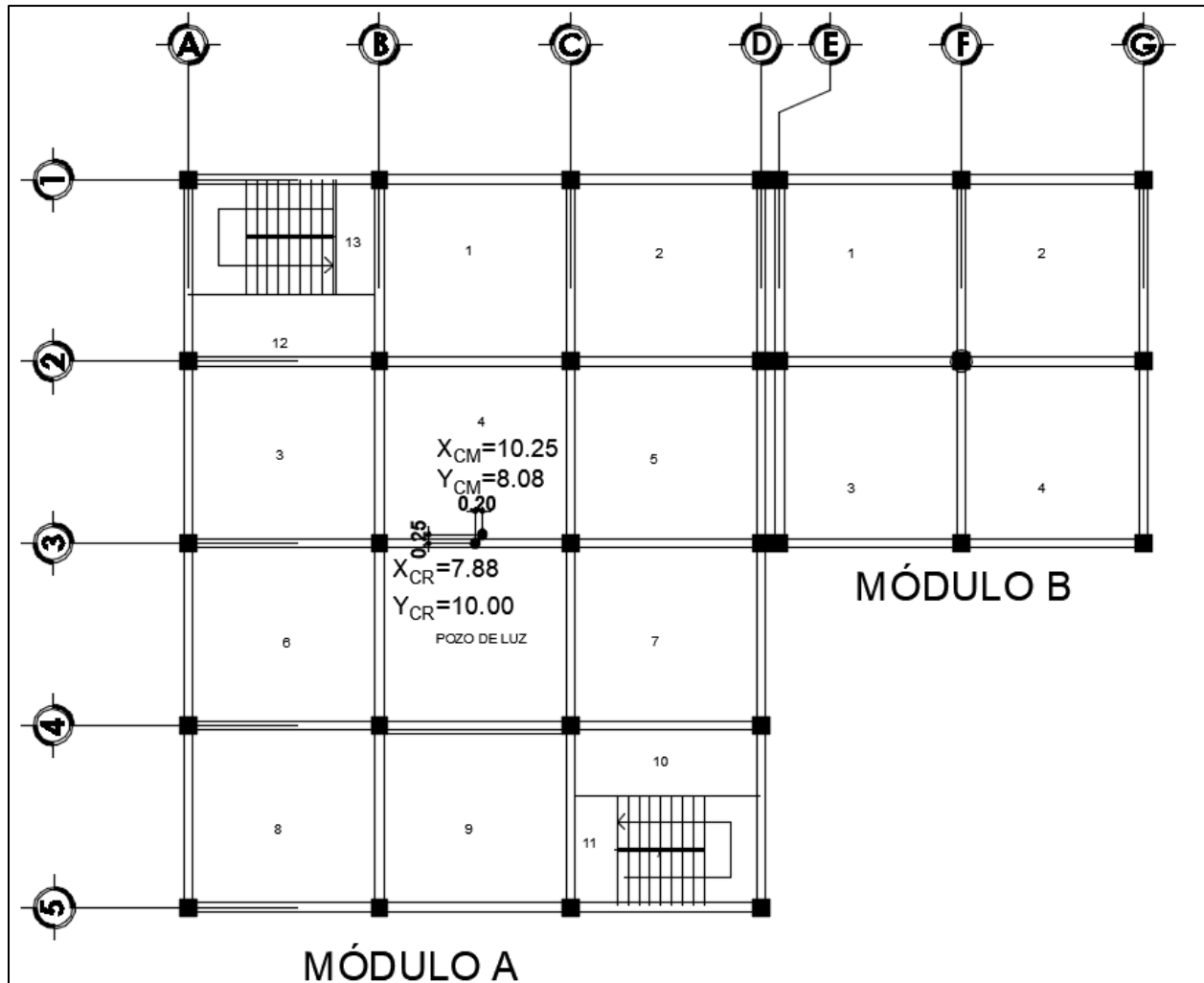
Centro de masa y rigidez segundo entepiso



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Figura 18.

Centro de masa y rigidez tercer entrepiso



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Fuerzas horizontales por marco:

La fuerza lateral del cortante sísmico que actúan en cada marco se debe determinar sumando los valores absolutos de la fuerza por corte traslacional del entrepiso y la fuerza por corte de torsión, de la siguiente expresión.

$$V_m = |V_d + V_t|$$

Para el cálculo de las fuerzas V_d y V_t se emplean las siguientes ecuaciones:

$$Vd = \frac{R_m * F_n}{\sum R_m}$$

$$Vt = e_a * F_n * \frac{R_m * d_i}{\sum (R_m + d_i^2)}$$

Donde:

R_m rigidez del marco analizado

F_n fuerza del cortante basal en el nivel n

e_a excentricidad de diseño en el eje X o Y

d_i distancia horizontal entre la coordenada C_R y el marco de análisis.

Aplicando la ecuación anterior se presentan los resultados de las fuerzas laterales cortantes sísmicas por marco para el eje X como para el eje Y

Tabla 41.

Distribución de fuerzas por marco primer nivel en (Y)

		F_n	27.57	$e_{ax} (m)$	1.20		
		(ton)					
Marco	R_m	$d_i (m)$	$R_m * d_i$	$R_m * d_i^2$	Vd	Vt	Vd+Vt
					(ton)	(ton)	(ton)
A	160.48	-7.88	-1263.77	9952.21	6.89	-1.89	8.79
B	160.48	-2.63	-421.26	1105.80	6.89	-0.63	7.52
C	160.48	2.63	421.26	1105.80	6.89	0.63	7.52
D	160.48	7.88	1263.77	9952.21	6.89	1.89	8.79
$\Sigma =$	641.92			22116.03			

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 42.*Distribución de fuerzas por marco primer nivel en (X)*

		Fn (ton)	27.57	eay (m)	1.04		
Marco	Rm	di (m)	Rm*di	Rm*di ²	Vd (ton)	Vt (ton)	Vd+Vt (ton)
1	124.51	-10.00	-1245.13	12451.28	5.51	-1.14	6.66
2	124.51	-5.00	-622.56	3112.82	5.51	-0.57	6.09
3	124.51	0.00	0.00	0.00	5.51	0.00	5.51
4	124.51	5.00	622.56	3112.82	5.51	0.57	6.09
5	124.51	10.00	1245.13	12451.28	5.51	1.14	6.66
	622.56			31128.19			

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 43.*Distribución de fuerzas por marco segundo nivel en (Y)*

		Fn (ton)	43.54	e _{ax} (m)	1.20		
Marco	Rm	di (m)	Rm*di	Rm*di ²	Vd (ton)	Vt (ton)	Vm (ton)
A	291.14	-7.88	-2292.74	18055.34	10.88	-2.99	13.88
B	291.14	-2.63	-764.25	2006.15	10.88	-1.00	11.88
C	291.14	2.63	764.25	2006.15	10.88	1.00	11.88
D	291.14	7.88	2292.74	18055.34	10.88	2.99	13.88
Σ =	1164.57			40122.98			

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 44.*Distribución de fuerzas por marco segundo nivel en (X)*

		Fn (ton)	43.54	e_{ay} (m)	1.04		
Marco	Rm	di (m)	Rm*di	Rm*di ²	Vd (ton)	Vt (ton)	Vm (ton)
1	206.81	-10.00	-2068.09	20680.91	8.71	-1.81	10.51
2	206.81	-5.00	-1034.05	5170.23	8.71	-0.90	9.61
3	206.81	0.00	0.00	0.00	8.71	0.00	8.71
4	206.81	5.00	1034.05	5170.23	8.71	0.90	9.61
5	206.81	10.00	2068.09	20680.91	8.71	1.81	10.51
$\Sigma =$	1034.05			51702.28			

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 45.*Distribución de fuerzas por marco tercer nivel en (Y)*

		Fn (ton)	45.37	e_{ax} (m)	1.20		
Marco	Rm	di (m)	Rm*di	Rm*di ²	Vd (ton)	Vt (ton)	Vm (ton)
A	276.28	-7.88	-2175.71	17133.75	11.34	-3.12	14.46
B	276.28	-2.63	-725.24	1903.75	11.34	-1.04	12.38
C	276.28	2.63	725.24	1903.75	11.34	1.04	12.38
D	276.28	7.88	2175.71	17133.75	11.34	3.12	14.46
$\Sigma =$	1105.12			38074.99			

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 46.

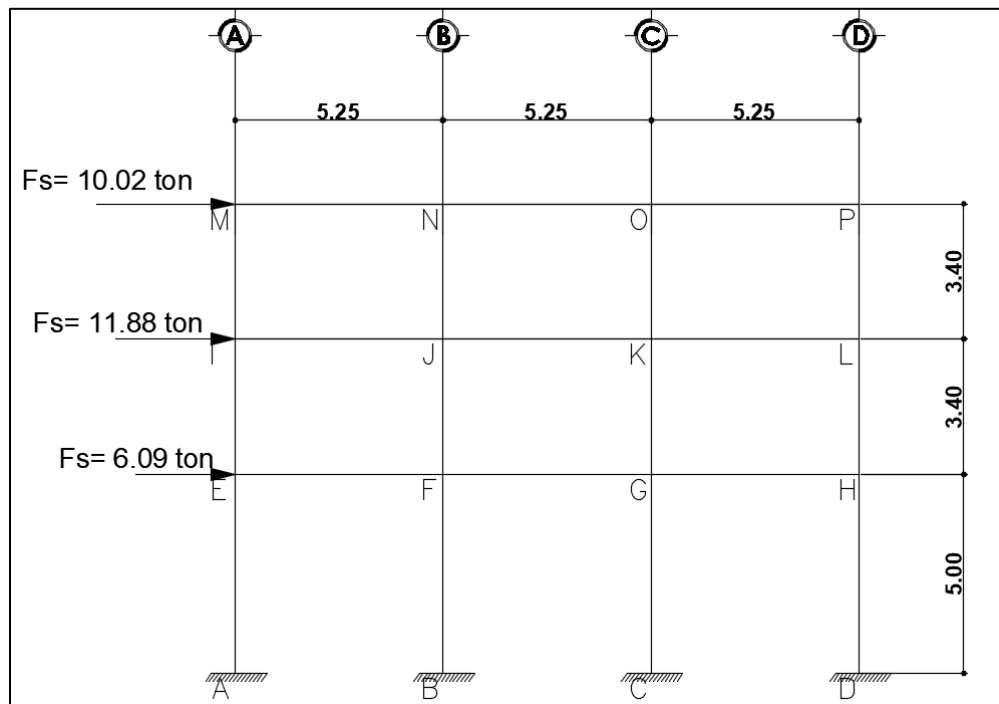
Distribución de fuerzas por marco tercer nivel en (X)

		Fn	45.37	e_{ay} (m)	1.04		
		(ton)					
Marco	Rm	di (m)	Rm*di	Rm*di ²	Vd (ton)	Vt (ton)	Vm (ton)
1	206.81	-10.00	-2068.09	20680.91	9.07	-1.88	10.96
2	206.81	-5.00	-1034.05	5170.23	9.07	-0.94	10.02
3	206.81	0.00	0.00	0.00	9.07	0.00	9.07
4	206.81	5.00	1034.05	5170.23	9.07	0.94	10.02
5	206.81	10.00	2068.09	20680.91	9.07	1.88	10.96
$\Sigma =$	1034.05			51702.28			

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Figura 19.

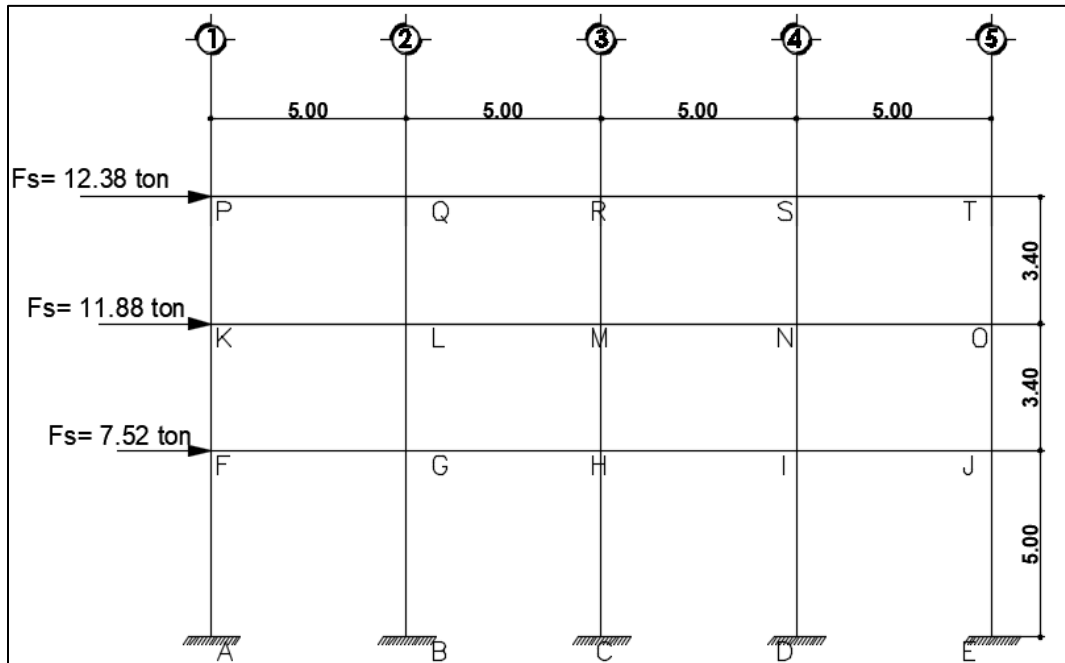
Fuerzas cortantes sísmicas marco B



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Figura 20.

Fuerzas cortantes sísmicas marco B



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.16. Análisis Estructural por el Método de Kani

Es un método de iteraciones sucesivas que permite calcular de forma aproximada los momentos de cargas verticales y horizontales.

Los métodos iterativos parten de dos tipos de supuestos diferentes:

- a) La estructura utiliza dos tipos diferentes de supuestos; y contiene nodos rígidos (pórticos no inclinados) que se utilizan para calcular los momentos de las cargas verticales (cargas muertas y vivas).
- b) La estructura tiene nodos que pueden desplazarse en la dirección horizontal (pórticos con inclinación) para el cálculo de los momentos de cargas horizontales (fuerzas sísmicas).

- Análisis con nodos rígidos

En este análisis se parte de la suposición que los nodos no tienen desplazamientos, para iniciar con este proceso se debe conocer la rigidez y la inercia de los elementos, en este caso vigas y columnas.

- Rigidez de los elementos

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

Donde:

K rigidez de elemento estructural

I inercia del elemento estructural (m⁴)

L longitud del elemento estructural (m)

Para elementos rectangulares la inercia es la siguiente:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Donde:

b base del elemento estructural (m)

h altura del elemento estructural (m)

Inercia en columnas:

$$I = \frac{0.50 \cdot 0.50^3}{12} = 0.0052083$$

Inercia en vigas:

$$I = \frac{0.35 \cdot 0.70^3}{12} = 0.0100$$

Rigidez en columnas:

$$K = \frac{0.0052083}{3.40} = 0.00153$$

Rigidez en vigas:

$$K = \frac{0.0100}{5.00} = 0.002$$

- Factor de giro

Distribuye de forma proporcional los momentos de los elementos en cada uno de los nodos.

$$\mu_{ij} = \frac{1}{2} * \frac{k_{ij}}{\sum k_{ij}}$$

Donde:

μ_{ij} factor de giro

k_{ij} rigidez del elemento analizado

$\sum k_{ij}$ sumatoria de rigideces en el nodo

La suma total de los factores de distribución del nodo debe ser igual a -0.50 como una prueba de comprobación que está calculado correctamente.

- Momentos de empotramiento

Es el momento fijo producido por las cargas distribuidas. Se calcula por la fórmula obtenida de las tablas del libro (Ref ecuación HIBBELER, 2012, p. 719)

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

Donde:

M_{ij} momento de empotramiento provocado por las cargas distribuidas en los extremos de la viga de $ij \text{ kg} * m$.

W carga uniformemente distribuida (ton)

L longitud de la viga (m)

- Momentos de sujeción:

Son los que sostienen la rigidez del nudo al giro, se determina por la suma de los momentos de empotramiento que convergen en el nudo.

$$M_i = \sum M_{ij}$$

Donde:

M_i momento de sujeción en el nudo i $kg \cdot m$

$\sum M_{ij}$ sumatoria de momentos de empotramiento en el nudo i .

Momentos generados por el giro propio:

Son las sucesivas progresivas del giro de cada nudo a los momentos

$$M'_{ij} = \mu_{ij} \cdot (M_i + \sum M'_{ij})$$

Donde:

M'_{ij} momento por el giro propio en el extremo analizado $kg \cdot m$.

$\sum M'_{ij}$ sumatoria de los momentos en los extremos opuestos al nudo analizado.

- Momentos negativos finales:

Es la suma de los momentos de empotramiento, momento por el giro propio en el extremo y el momento debido al giro en el extremo de cada análisis.

$$M_{ij}(-) = M_{ij} + 2M'_{ij} + M'_{ji}$$

Donde:

$M_{ij}(-)$ momento de empotramiento de la viga ij en el extremo i $kg \cdot m$

M'_{ji} momento opuesto por el giro en el extremo de la viga ji $kg \cdot m$

- Momentos positivos finales:

Para calcular estos momentos se parte de la suposición que la viga es simplemente apoyada con carga distribuida, a la que se tiene que restar el promedio de los momentos negativos finales.

$$M_{ij}(+) = \frac{W \cdot L^2}{12} - \frac{|M_{ij}(-)| + |M_{ji}(-)|}{2}$$

Donde:

$M_{ij}(+)$ momento positivo final en la viga ij i kg*m

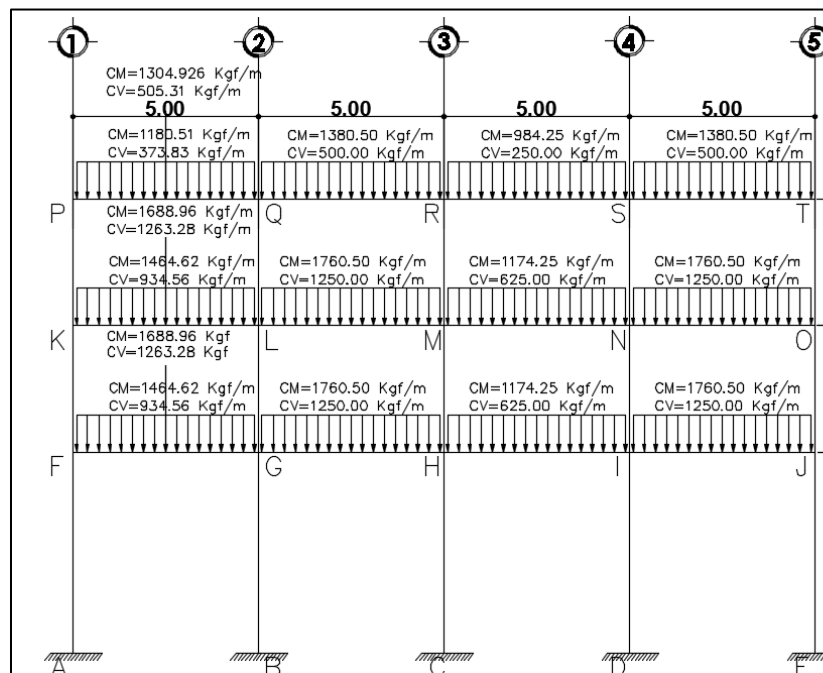
$M_{ij}(-)$ momento negativo de la viga ij en el extremo izquierdo

$M_{ji}(-)$ momento negativo de la viga ji en el extremo derecho

El método de Kani se aplicará en el marco crítico seleccionado sobre el eje Y.

Figura 21.

Identificación de nodos para el marco B



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Como un ejemplo se presenta el cálculo del radio de giro para el nudo K, en la viga K-L y la columna K-F y K-P

$$\mu_{G-H} = -\frac{1}{2} * \frac{0.002}{0.002+0.00153+0.00153} = -0.20$$

$$\mu_{G-A} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00153}{0.00153+0.00153+0.002} = -0.15$$

$$\mu_{G-M} = -\frac{1}{2} * \frac{0.00153}{0.00153+0.00153+0.002} = -0.15$$

Realizando la comprobación se tiene que:

$$\sum \mu = (-0.15) + (-0.15) + (-0.20) = -0.50$$

Tabla 47.

Factores de giro primer piso marco B

Nudo	Factor de giro	Sumatoria
Nudo F:	$\mu_{fg} =$	-0.24
	$\mu_{fk} =$	-0.13
	$\mu_{fa} =$	-0.13
Nudo G:	$\mu_{gf} =$	-0.16
	$\mu_{gh} =$	-0.16
	$\mu_{gb} =$	-0.09
	$\mu_{gl} =$	-0.09
Nudo H:	$\mu_{hi} =$	-0.16
	$\mu_{hg} =$	-0.16
	$\mu_{hc} =$	-0.09
	$\mu_{hm} =$	-0.09
Nudo i:	$\mu_{ih} =$	-0.16
	$\mu_{ij} =$	-0.16
	$\mu_{in} =$	-0.09
	$\mu_{id} =$	-0.09
Nudo J:	$\mu_{ji} =$	-0.24
	$\mu_{jo} =$	-0.13
	$\mu_{je} =$	-0.13

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 48.*Factores de giro segundo piso marco B*

Nudo	Factor de giro	Sumatoria
Nudo K:	$\mu_{kl} =$	-0.20
	$\mu_{kp} =$	-0.15
	$\mu_{kf} =$	-0.15
Nudo L:	$\mu_{lm} =$	-0.14
	$\mu_{lk} =$	-0.14
	$\mu_{lq} =$	-0.11
	$\mu_{lg} =$	-0.11
Nudo M:	$\mu_{mn} =$	-0.14
	$\mu_{ml} =$	-0.14
	$\mu_{mr} =$	-0.11
	$\mu_{mh} =$	-0.11
Nudo N:	$\mu_{no} =$	-0.14
	$\mu_{nm} =$	-0.14
	$\mu_{ns} =$	-0.11
	$\mu_{ni} =$	-0.11
Nudo O:	$\mu_{on} =$	-0.20
	$\mu_{ot} =$	-0.15
	$\mu_{oj} =$	-0.15

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 49.*Factores de giro tercer piso marco B*

Nudo	Factor de giro	Sumatoria
Nudo P:	$\mu_{pq} =$	-0.28
	$\mu_{pk} =$	-0.22
Nudo Q:	$\mu_{qp} =$	-0.18
	$\mu_{qr} =$	-0.18
	$\mu_{ql} =$	-0.14
Nudo R:	$\mu_{rs} =$	-0.18
	$\mu_{rq} =$	-0.18
	$\mu_{rm} =$	-0.14
Nudo S:	$\mu_{st} =$	-0.18
	$\mu_{sr} =$	-0.18
	$\mu_{sn} =$	-0.14
Nudo T:	$\mu_{ts} =$	-0.28
	$\mu_{to} =$	-0.22

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Para los momentos de empotramiento se muestra un ejemplo del elemento en el tramo de 2-3, que de los valores anteriores tiene una carga viva distribuida de 1250.00 kg/m, y carga muerta de 1750.00 kg/m, el cálculo se muestra a continuación:

Carga viva extremo izquierdo:

$$M_{g-h} = \frac{1250.00 \cdot 5.00^2}{12} = 2604.17 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Carga viva extremo derecho:

$$M_{h-g} = -\frac{1250.00 \cdot 5.00^2}{12} = -2604.17 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Carga muerta extremo izquierdo:

$$M_{g-h} = \frac{1760.50 \cdot 5.00^2}{12} = 3667.71 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Carga muerta extremo derecho:

$$M_{h-g} = -\frac{1760.50 \cdot 5.00^2}{12} = -3667.71 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Tabla 50.

Momentos de empotramiento de cargas vivas marco B

elemento	momento extremo izquierdo		elemento	momento extremo izquierdo	
MF f-g =	2736.56	Kg*m	MF g-f =	-2736.56	Kg*m
MF g-h =	2604.17	Kg*m	MF h-g =	-2604.17	Kg*m
MF h-i =	1302.08	Kg*m	MF i-h =	-1302.08	Kg*m
MF i-j =	2604.17	Kg*m	MF j-i =	-2604.17	Kg*m
MF k-l =	2736.56	Kg*m	MF l-k =	-2736.56	Kg*m
MF l-m =	2604.17	Kg*m	MF m-l =	-2604.17	Kg*m
MF m-n =	1302.08	Kg*m	MF n-m =	-1302.08	Kg*m
MF n-o =	2604.17	Kg*m	MF o-n =	-2604.17	Kg*m
MF p-q =	1286.38	Kg*m	MF q-p =	-1286.38	Kg*m
MF q-r =	1041.67	Kg*m	MF r-q =	-1041.67	Kg*m
MF r-s =	520.83	Kg*m	MF s-r =	-520.83	Kg*m
MF s-t =	1041.67	Kg*m	MF t-s =	-1041.67	Kg*m

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 51.*Momentos de empotramiento de cargas muertas marco B*

elemento	momento extremo izquierdo		elemento	momento extremo izquierdo	
MF f-g =	4106.89	Kg*m	MF g-f =	-4106.89	Kg*m
MF g-h =	3667.71	Kg*m	MF h-g =	-3667.71	Kg*m
MF h-i =	2446.35	Kg*m	MF i-h =	-2446.35	Kg*m
MF i-j =	3667.71	Kg*m	MF j-i =	-3667.71	Kg*m
MF k-l =	4106.89	Kg*m	MF l-k =	-4106.89	Kg*m
MF l-m =	3667.71	Kg*m	MF m-l =	-3667.71	Kg*m
MF m-n =	2446.35	Kg*m	MF n-m =	-2446.35	Kg*m
MF n-o =	3667.71	Kg*m	MF o-n =	-3667.71	Kg*m
MF p-q =	3274.98	Kg*m	MF q-p =	-3274.98	Kg*m
MF q-r =	2876.04	Kg*m	MF r-q =	-2876.04	Kg*m
MF r-s =	2050.52	Kg*m	MF s-r =	-2050.52	Kg*m
MF s-t =	2876.04	Kg*m	MF t-s =	-2876.04	Kg*m

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Para los momentos de sujeción, es la suma de los momentos de empotramiento que llegan al nodo, se muestran dos ejemplos de cómo se calculan para posterior a ello presentarlos en una tabla identificados por cada nodo.

Ejemplo de momentos de sujeción para carga viva:

$$M_g = M_{gf} + M_{gi} = -2736.56 + 2604.17 = -132.39 \text{ kg*m}$$

$$M_h = M_{hg} + M_{hi} = -2604.17 + 1302.08 = -1302.08 \text{ kg*m}$$

Ejemplo de momentos de sujeción para carga muerta:

$$M_g = M_{gf} + M_{gi} = 4106.89 + 3666.71 = -439.18 \text{ kg*m}$$

$$M_h = M_{hg} + M_{hi} = -3667.71 + 2446.35 = -1221.35 \text{ kg*m}$$

Tabla 52.*Momentos de sujeción carga viva marco B*

Nodo	Mi kg-m	Nodo	Mi kg-m	Nodo	Mi kg-m
F	2736.56	K	2736.56	P	1286.38
G	-132.39	L	-132.39	Q	-244.71
H	-1302.08	M	-1302.08	R	-520.83
I	1302.08	N	1302.08	S	520.83
J	-2604.17	O	-2604.17	T	-1041.67

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 53.*Momentos de sujeción carga muerta marco B*

Nodo	Mi kg-m	Nodo	Mi kg-m	Nodo	Mi kg-m
F	4106.89	K	4106.89	P	3274.98
G	-439.18	L	-439.18	Q	-398.93
H	-1221.35	M	-1221.35	R	-825.52
I	1221.35	N	1221.35	S	825.52
J	-3667.71	O	-3667.71	T	-2876.04

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Con la siguiente expresión se puede plantear el proceso iterativo de la secuencia que se sigue con el método de Kani obtenida de: (Escamilla, 1993, p. 278)

$$M_{ij}^0 = \mu_{ij} \left[M_i + \sum_{(i)} M_{ji}^0 \right]$$

Donde:

M_{ij}^0 Resultado de momentos obtenidos en el ciclo de iteración

M_i Momentos fijos en el nodo i

$\sum_{(i)} M_{ji}^0$ Sumatoria de momentos concurridos ji que llegan al nodo

- Análisis con nodos desplazables

Este método es aplicable a las cargas de sismo, el procedimiento de iteraciones es el mismo que con nodos rígidos, pero en este caso de cargas horizontales cambian algunas de las ecuaciones que son las siguientes:

Factor de corrimiento:

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

Donde:

v_{ik} factor de corrimiento lineal de la columna

K_{ik} rigidez de la columna

$\sum K_{ik}$ sumatoria de rigideces de las columnas del piso

La forma de comprobación es que la suma de los factores de distribución de las columnas debe dar un resultado de -1.50.

Momentos de piso:

Las cargas horizontales producen en cada piso una fuerza cortante y estas generan un momento de piso.

$$M_r = \frac{1}{3} * Q_n * h$$

Donde:

M_r momento de piso

Q_n fuerza cortante por sismo en el piso n

h altura de la columna.

Momentos por las influencias de nodo de giro.

$$M'_{ik} = \mu_{ik} * (M_i + \sum (M'_{ki} + M'_{ik}))$$

Donde:

M'_{ik} momento por el giro propio en el extremo analizado kg^*m

$\sum M'_{ik}$ sumatoria de los momentos en los extremos opuestos al nudo analizado.

Influencias del desplazamiento del nodo:

$$M''_{ik} = v_{ik} * (M_r + \sum (M'_{ki} + M'_{ik}))$$

Donde:

M''_{ik} momento por el desplazamiento de la columna en el extremo i kg^*m

v_{ik} factor de corrimiento lineal de la columna

M_r momento de piso

Momentos negativos finales con desplazamiento:

$$M_{ik}(-) = M_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

Donde:

$M_{ik}(-)$ momento negativo final en el extremo i kg^*m

M_{ik} momento de empotramiento del elemento en el extremo i kg^*m

$2M'_{ik}$ momento debido al giro propio del extremo i kg^*m

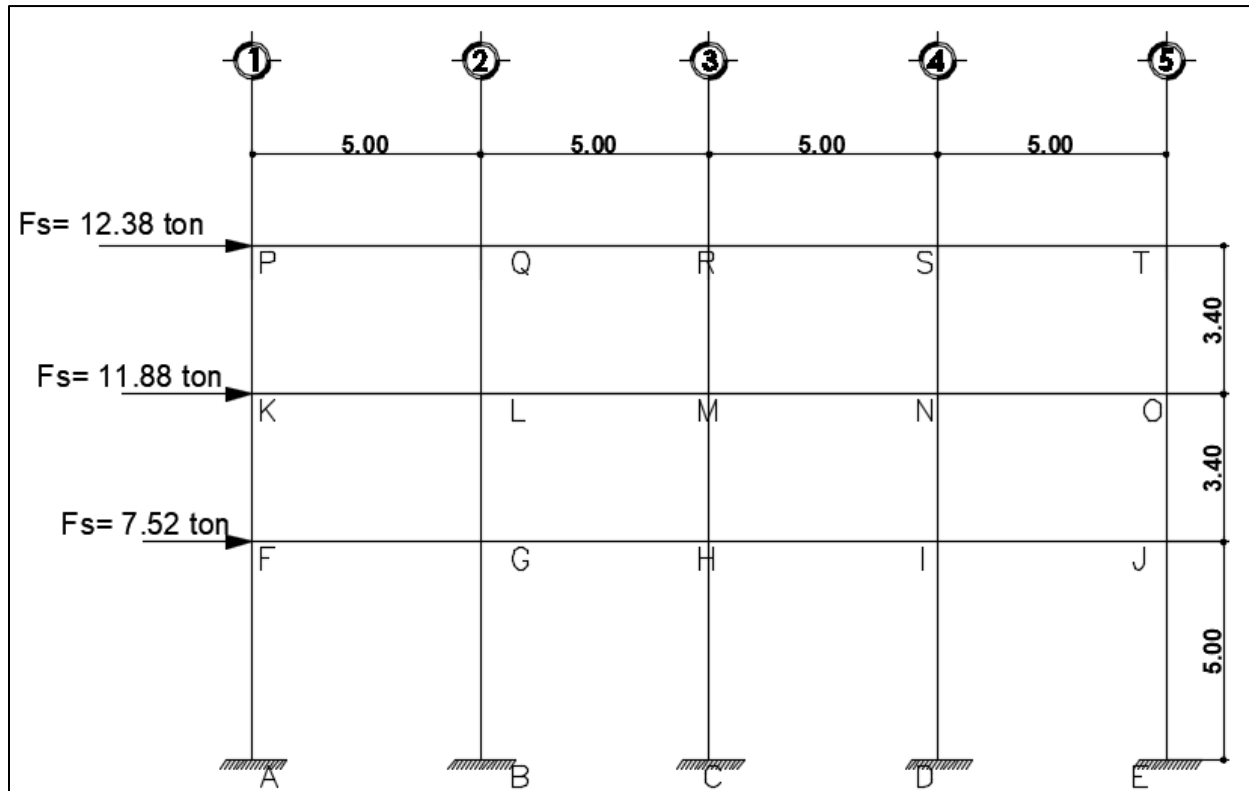
M'_{ki} momento debido al giro del extremo contrario k kg^*m

M''_{ik} momento debido al desplazamiento del extremo i kg^*m .

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right) = -\frac{3}{2} * \left(\frac{0.001042}{0.005208} \right) = -0.30$$

Figura 22.

Cargas laterales - Identificación de nodos para el marco B



Fuente: Elaboración propia con apoyo AutoCAD 2015.

Con las sustituciones de las ecuaciones para aplicar el método de Kani con nodos desplazables, en el marco B se calculan los factores de giro y corrimiento. En el caso de los factores de giro estos son los mismos que el de los nodos rígidos.

De la figura anterior se pueden calcular los momentos por piso, porque ya se conocen las fuerzas cortantes por cada nivel.

Las fuerzas por sismo son:

$$F_{S1}=7007.36 \text{ kg}$$

$$F_{S2}=13954.73 \text{ kg}$$

$$F_{S3}=16575.13 \text{ kg}$$

Fuerzas cortantes por piso:

$$Q_{N3}=F_{S3}=12381.91 \text{ kg}$$

$$Q_{N2}=F_{S3}+F_{S2}=24263.08 \text{ kg}$$

$$Q_{N1}=F_{S3}+F_{S2}+F_{S1}=31786.56 \text{ kg}$$

Momentos de piso:

$$M_{r1}=\frac{1}{3} * Q_n * h = \frac{1}{3} * 31786.56 * 5.00 = 52977.60 \text{ kg*m}$$

$$M_{r2}=\frac{1}{3} * Q_n * h = \frac{1}{3} * 24263.08 * 3.40 = 27498.16 \text{ kg*m}$$

$$M_{r3}=\frac{1}{3} * Q_n * h = \frac{1}{3} * 12381.91 * 3.40 = 14032.83 \text{ kg*m}$$

Figura 23.

Iteraciones por el método de Kani para carga viva marco B

P				Q				R				S				T											
1286.38				-1286.38				-244.71				-520.83				520.83				-1041.67							
-0.22				-0.18				-0.14				-0.18				-0.14				-0.18							
-262.03				91.61				-0.18				91.61				55.54				-104.20				-104.20			
0.00				-282.26				82.12				79.48				0.00				-132.77				-132.77			
-200.61				-290.78				76.38				78.78				42.52				78.78				-117.30			
-216.10				-291.10				76.16				74.98				60.85				74.98				-115.81			
-222.62				-291.34				76.79				74.38				60.31				74.38				-116.09			
-227.87				-291.55				76.95				74.38				57.41				74.38				-116.19			
-229.05				-291.61				76.96				74.39				56.94				74.39				-116.23			
-229.22								5.11				5.11				5.11				5.11							
-229.26								5.20				5.20				5.20				5.20							
								5.22				5.22				5.22				5.22							
								5.22				5.22				5.22				5.22							
								0.00				0.00				0.00				0.00							
								-361.08				57.88				122.01				-149.78				385.85			
								-340.59				35.72				143.96				-183.48				365.89			
								-339.52				31.76				143.66				-184.44				356.41			
								-338.83				31.19				143.22				-183.94				354.33			
								-338.86				31.08				143.34				-183.79				354.00			
								-338.83				31.03				143.36				-183.75				353.95			
								-338.80				31.02				143.36				-183.74				353.94			
K				L				M				N				O											
2736.56				-2736.56				-132.39				-1302.08				1302.08				-2604.17							
-0.15				-0.20				-0.11				-0.14				-0.11				-0.15							
-471.62				75.59				-0.11				75.59				159.37				-195.64							
0.00				-444.85				46.65				0.00				188.04				-239.65							
-361.08				-443.46				41.49				187.65				187.65				-240.91							
-340.59				-442.56				40.74				187.06				187.06				-240.25							
-339.52				2.47				31.76				187.23				187.23				-240.06							
-338.83				-4.16				31.19				187.25				187.25				-240.01							
-338.86				-3.90				31.08				187.25				187.25				-239.99							
-338.83				-3.78				31.03				187.25				187.25				-239.99							
-338.80				-3.74				31.02				187.25				187.25				-239.99							
				-3.74				31.02				187.25				187.25				-239.99							
				0.00				0.00				0.00				0.00				0.00							
				-348.98				63.75				100.97				-161.74				282.89							
				-321.28				42.66				118.75				-170.00				322.33							
				-315.76				41.16				120.48				-169.33				328.55							
				-315.07				41.12				120.70				-169.19				329.08							
				-315.11				41.13				120.74				-169.19				329.13							
				-315.11				41.12				120.73				-169.19				329.13							
				-315.11				41.13				120.72				-169.19				329.14							
F				G				H				I				J											
2736.56				-2736.56				-132.39				-1302.08				1302.08				-2604.17							
-0.13				-0.24				-0.16				-0.16				-0.16				-0.13							
-670.32				122.46				-0.09				122.46				193.94				-310.67							
0.00				-617.11				81.95				0.00				228.10				-326.71							
-348.98				-606.51				79.06				231.43				231.43				-325.24							
-321.28				-605.19				78.98				231.83				231.83				-324.97							
-315.76				18.932				41.16				18.932				231.91				231.91							
-315.07				2.289				41.12				2.289				231.89				231.89							
-315.11				-1.533				41.13				-1.533				231.89				231.89							
-315.11				-1.990				41.12				-1.990				231.89				231.89							
				-2.012				41.13				-2.012				231.89				231.89							
				-2.007				41.13				-2.007				231.89				231.89							
				-2.005				41.13				-2.005				231.89				231.89							
A				B				C				D				E											

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016

Figura 24.

Iteraciones por el método de Kani para carga muerta marco B

P			O			R			S			T		
3274.98			-3274.98			-2876.04			2050.52			-2876.04		
0.00			212.05			91.38			-91.38			212.05		
-773.98			-198.10			-131.09			131.09			-198.10		
-832.91			188.09			145.11			145.11			188.09		
-640.93			183.19			143.25			143.25			183.19		
-653.00			144.00			111.10			111.10			144.00		
-652.86			141.78			109.67			109.67			141.78		
-652.50			141.86			109.43			109.43			141.86		
-652.52			15.06			15.06			15.06			15.06		
-652.53			15.20			15.20			15.20			15.20		
			15.25			15.25			15.25			15.25		
			15.28			15.28			15.28			15.28		
0.00			0.00			0.00			0.00			0.00		
-541.89			106.74			108.00			108.00			106.74		
-473.10			74.41			125.89			125.89			74.41		
-467.25			68.60			122.80			122.80			68.60		
-465.50			68.10			120.61			120.61			68.10		
-465.71			68.22			120.34			120.34			68.22		
-465.85			68.24			120.28			120.28			68.24		
-465.87			68.25			120.24			120.24			68.25		
K			L			M			N			O		
4106.89			-4106.89			-3667.71			2446.35			-3667.71		
-0.15			-0.11			-0.11			-0.11			-0.15		
-0.15			-0.14			-0.14			-0.14			-0.15		
0.00			139.42			141.06			141.06			139.42		
-541.89			97.19			164.43			164.43			97.19		
-473.10			106.74			160.39			160.39			106.74		
-467.25			74.41			157.53			157.53			74.41		
-465.50			89.10			157.18			157.18			89.10		
-465.71			89.13			157.10			157.10			89.13		
-465.85			89.14			157.06			157.06			89.14		
-465.87			89.14			157.06			157.06			89.14		
0.00			0.00			0.00			0.00			0.00		
-523.73			114.56			85.70			85.70			114.56		
-488.88			93.35			104.39			104.39			93.35		
-488.48			93.38			107.31			107.31			93.38		
-488.87			93.25			107.72			107.72			93.25		
-489.13			93.17			107.87			107.87			93.17		
-489.13			93.11			107.89			107.89			93.11		
-489.12			93.09			107.89			107.89			93.09		
F			G			H			I			J		
4106.89			-4106.89			-3667.71			2446.35			-3667.71		
-0.13			-0.09			-0.09			-0.09			-0.13		
-0.13			-0.16			-0.16			-0.16			-0.13		
0.00			220.05			164.62			164.62			220.05		
-523.73			179.31			200.52			200.52			179.31		
-488.88			179.36			206.12			206.12			179.36		
-488.48			179.11			206.90			206.90			179.11		
-488.87			178.96			207.20			207.20			178.96		
-489.13			178.85			207.23			207.23			178.85		
-489.12			178.81			207.24			207.24			178.81		
0.00			0.00			0.00			0.00			0.00		
-939.04			114.56			85.70			85.70			114.56		
-938.27			93.35			104.39			104.39			93.35		
-939.02			93.38			107.31			107.31			93.38		
-939.53			93.25			107.72			107.72			93.25		
-939.53			93.17			107.87			107.87			93.17		
-939.49			93.11			107.89			107.89			93.11		
-939.49			93.09			107.89			107.89			93.09		
A			B			C			D			E		

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016

Figura 25.

Iteraciones por el método de Kani para carga sísmica marco B

P		O				R				S				T			
0.00		0.00				0.00				0.00				0.00			
-0.37		-0.13				-0.10				-0.10				-0.13			
0.00	413.98	0.00	454.73	0.00	454.73	0.00	335.56	0.00	335.56	0.00	462.66	0.00	462.66	0.00	563.93		
0.00	750.22	0.00	675.79	0.00	675.79	0.00	609.02	0.00	609.02	0.00	659.95	0.00	659.95	0.00	839.66		
1217.53	946.38	0.00	793.87	0.00	793.87	0.00	765.88	0.00	765.88	0.00	761.12	0.00	1340.77	0.00	995.21		
2206.53	1050.10	0.00	853.49	0.00	853.49	0.00	845.46	0.00	845.46	0.00	846.17	0.00	1941.03	0.00	1658.61		
2703.48	-893.77	0.00	1101.83	0.00	1101.83	0.00	884.21	0.00	884.21	0.00	2297.40	0.00	2297.40	0.00	2927.07		
3088.52	-10998.94	0.00	1126.80	0.00	1126.80	0.00	896.00	0.00	896.00	0.00	2488.74	0.00	2488.74	0.00	3161.82		
3240.67	-12063.87	0.00	896.00	0.00	896.00	0.00	2000.62	0.00	2000.62	0.00	2584.02	0.00	2584.02	0.00	3276.24		
3314.11	-12582.15	0.00	2635.29	0.00	2635.29	0.00	2654.94	0.00	2654.94	0.00	2629.67	0.00	2629.67	0.00	3330.98		
	-12828.57	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00			
	-12944.19	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00			
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	1644.64	0.00	1129.60	0.00	1129.60	0.00	1136.88	0.00	1136.88	0.00	1674.14	0.00	1674.14	0.00	1981.05		
	2525.55	0.00	1598.26	0.00	1598.26	0.00	1736.77	0.00	1736.77	0.00	1976.40	0.00	1976.40	0.00	2140.02		
	2863.43	0.00	1813.41	0.00	1813.41	0.00	1976.40	0.00	1976.40	0.00	2074.13	0.00	2074.13	0.00	2023.25		
	2992.78	0.00	1914.59	0.00	1914.59	0.00	2115.50	0.00	2115.50	0.00	1976.27	0.00	1976.27	0.00	3007.46		
	3043.66	0.00	1963.00	0.00	1963.00	0.00	2133.41	0.00	2133.41	0.00	1997.73	0.00	1997.73	0.00	3046.46		
	3064.34	0.00	1986.73	0.00	1986.73	0.00		0.00		0.00				0.00			
K		L				M				N				O			
0.00		0.00				0.00				0.00				0.00			
-0.15		-0.14				-0.14				-0.14				-0.15			
0.00	2148.14	0.00	1475.42	0.00	1475.42	0.00	1484.93	0.00	1484.93	0.00	1566.02	0.00	1566.02	0.00	2109.85		
0.00	3287.73	0.00	2087.56	0.00	2087.56	0.00	2283.47	0.00	2283.47	0.00	2186.67	0.00	2186.67	0.00	3099.83		
1644.64	3740.05	0.00	2368.57	0.00	2368.57	0.00	2581.46	0.00	2581.46	0.00	2420.80	0.00	2420.80	0.00	3540.08		
2525.55	-8997.88	0.00	2500.73	0.00	2500.73	0.00	1736.77	0.00	1736.77	0.00	1976.40	0.00	1976.40	0.00	2373.27		
2863.43	-14241.69	0.00	3975.45	0.00	3975.45	0.00	2709.12	0.00	2709.12	0.00	2574.72	0.00	2574.72	0.00	3818.10		
2992.78	-16184.77	0.00	2563.96	0.00	2563.96	0.00	2763.14	0.00	2763.14	0.00	2581.29	0.00	2581.29	0.00	3928.18		
3043.66	-16899.63	0.00	1914.59	0.00	1914.59	0.00	2786.54	0.00	2786.54	0.00	2602.79	0.00	2602.79	0.00	2923.25		
3064.34	-17179.07	0.00	1963.00	0.00	1963.00	0.00	2115.50	0.00	2115.50	0.00	1976.27	0.00	1976.27	0.00	3007.46		
	-17295.00	0.00	1986.23	0.00	1986.23	0.00	2133.41	0.00	2133.41	0.00	1992.73	0.00	1992.73	0.00	3046.46		
	-17345.36	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00			
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	1620.90	0.00	1620.90	0.00	1620.90	0.00	1942.98	0.00	1942.98	0.00	1372.85	0.00	1372.85	0.00	2786.47		
	3742.81	0.00	2112.35	0.00	2112.35	0.00	2473.96	0.00	2473.96	0.00	2037.61	0.00	2037.61	0.00	3681.61		
	3955.83	0.00	2301.46	0.00	2301.46	0.00	2605.81	0.00	2605.81	0.00	2280.22	0.00	2280.22	0.00	3937.56		
	4022.33	0.00	2373.49	0.00	2373.49	0.00	2646.35	0.00	2646.35	0.00	2365.61	0.00	2365.61	0.00	4017.48		
	4046.43	0.00	2400.58	0.00	2400.58	0.00	2661.32	0.00	2661.32	0.00	2397.11	0.00	2397.11	0.00	4045.76		
	4056.63	0.00	2411.16	0.00	2411.16	0.00	2667.55	0.00	2667.55	0.00	2409.54	0.00	2409.54	0.00	4056.89		
F		G				H				I				J			
0.00		0.00				0.00				0.00				0.00			
-0.15		-0.14				-0.14				-0.14				-0.15			
0.00	3958.61	0.00	2117.12	0.00	2117.12	0.00	2537.81	0.00	2537.81	0.00	1793.14	0.00	1793.14	0.00	3639.53		
3030.76	4888.64	0.00	2759.04	0.00	2759.04	0.00	3231.35	0.00	3231.35	0.00	2661.41	0.00	2661.41	0.00	4808.71		
3742.81	5166.88	0.00	3006.04	0.00	3006.04	0.00	3403.56	0.00	3403.56	0.00	2978.29	0.00	2978.29	0.00	5143.01		
3955.83	-11042.404	0.00	1620.90	0.00	1620.90	0.00	1942.98	0.00	1942.98	0.00	1372.85	0.00	1372.85	0.00	2786.47		
4022.33	-14268.592	0.00	3100.11	0.00	3100.11	0.00	2473.96	0.00	2473.96	0.00	2037.61	0.00	2037.61	0.00	3681.61		
4046.43	-15256.905	0.00	3135.50	0.00	3135.50	0.00	3476.07	0.00	3476.07	0.00	3130.98	0.00	3130.98	0.00	3937.56		
4056.63	-15560.667	0.00	3149.32	0.00	3149.32	0.00	3484.20	0.00	3484.20	0.00	3147.20	0.00	3147.20	0.00	4017.48		
	-15669.983	0.00	2400.58	0.00	2400.58	0.00	2661.32	0.00	2661.32	0.00	2397.11	0.00	2397.11	0.00	4045.76		
	-15707.767	0.00	2411.16	0.00	2411.16	0.00	2667.55	0.00	2667.55	0.00	2409.54	0.00	2409.54	0.00	4056.89		
	-15722.934	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00			
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	1793.14	0.00	1793.14	0.00	1793.14	0.00	2661.41	0.00	2661.41	0.00	2037.61	0.00	2037.61	0.00	3681.61		
	2978.29	0.00	2978.29	0.00	2978.29	0.00	3089.83	0.00	3089.83	0.00	2524.71	0.00	2524.71	0.00	4017.48		
	3089.83	0.00	3089.83	0.00	3089.83	0.00	3130.98	0.00	3130.98	0.00	3147.20	0.00	3147.20	0.00	4045.76		
	3130.98	0.00	3130.98	0.00	3130.98	0.00	3147.20	0.00	3147.20	0.00	2409.54	0.00	2409.54	0.00	4056.89		
	3147.20	0.00	3147.20	0.00	3147.20	0.00	2409.54	0.00	2409.54	0.00		0.00		0.00			
A		B				C				D				E			
0.00		0.00				0.00				0.00				0.00			
-0.15		-0.14				-0.14				-0.14				-0.15			
0.00	3958.61	0.00	2117.12	0.00	2117.12	0.00	2537.81	0.00	2537.81	0.00	1793.14	0.00	1793.14	0.00	3639.53		
3030.76	4888.64	0.00	2759.04	0.00	2759.04	0.00	3231.35	0.00	3231.35	0.00	2661.41	0.00	2661.41	0.00	4808.71		
3742.81	5166.88	0.00	3006.04	0.00	3006.04	0.00	3403.56	0.00	3403.56	0.00	2978.29	0.00	2978.29	0.00	5143.01		
3955.83	-11042.404	0.00	1620.90	0.00	1620.90	0.00	1942.98	0.00	1942.98	0.00	1372.85	0.00	1372.85	0.00	2786.47		
4022.33	-14268.592	0.00	3100.11	0.00	3100.11	0.00	2473.96	0.00	2473.96	0.00	2037.61	0.00	2037.61	0.00	3681.61		
4046.43	-15256.905	0.00	3135.50	0.00	3135.50	0.00	3476.07	0.00	3476.07	0.00	3130.98	0.00	3130.98	0.00	3937.56		
4056.63	-15560.667	0.00	3149.32	0.00	3149.32	0.00	3484.20	0.00	3484.20	0.00	3147.20	0.00	3147.20	0.00	4017.48		
	-15669.983	0.00	2400.58	0.00	2400.58	0.00	2661.32	0.00	2661.32	0.00	2397.11	0.00	2397.11	0.00	4045.76		
	-15707.767	0.00	2411.16	0.00	2411.16	0.00	2667.55	0.00	2667.55	0.00	2409.54	0.00	2409.54	0.00	4056.89		
	-15722.934	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00			
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	1793.14	0.00	1793.14	0.00	1793.14	0.00	2661.41	0.00	2661.41	0.00	2037.61	0.00	2037.61	0.00	3681.61		
	2978.29	0.00	2978.29	0.00	2978.29	0.00	3089.83	0.00	3089.83								

3.17. Momentos Últimos por Envolvente

Tabla 54.

Momentos negativos finales en columnas primer nivel

Elemento	carga muerta	carga viva	carga sismo
Maf =	-484.38	-317.12	-16,222.78
Mbg =	97.83	39.12	-18,035.96
Mch =	112.63	118.72	-17,687.86
Mdi =	-179.49	-171.20	-18,036.88
Mej =	461.30	327.13	-16,222.11
Mfa =	-973.50	-632.23	-12,508.77
Mgb =	190.92	80.25	-16,135.12
Mhc =	220.52	239.44	-15,438.91
Mid =	-363.71	-340.39	-16,136.97
Mje =	917.87	656.26	-12,507.43

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 55.

Momentos negativos finales en columnas segundo nivel

Mfk =	-1,433.25	-972.76	-5,426.23
Mgl =	265.28	109.53	-9,959.39
Mhm =	346.88	381.07	-9,156.41
Min =	-526.38	-525.86	-9,955.48
Mjo =	1,349.77	1,008.47	-5,441.20
Mkf =	-1,410.01	-996.45	-6,443.13
Mlg =	240.44	99.42	-10,069.93
Mmh =	359.23	403.70	-9,508.27
Mni =	-510.94	-540.41	-10,059.33
Moj =	1,318.99	1,033.28	-6,475.09

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 56.*Momentos negativos finales en columnas tercer nivel*

Mkp =	-1568.99	-895.63	-2,982.29
Mlq =	293.61	126.18	-5,392.60
Mmr =	365.31	348.90	-5,154.01
Mns =	-541.78	-451.24	-5,386.16
Mot =	1456.94	886.28	-3,000.38
Mpk =	-1755.65	-780.10	-2,809.54
Mql =	367.20	154.09	-4,909.73
Mrm =	354.61	262.50	-4,752.88
Msn =	-592.50	-356.48	-4,914.14
Mto =	1621.25	705.51	-2,796.78

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 57.*Momentos negativos finales en vigas primer nivel*

Mfg =	2406.72	1,605.02	12,864.75
Mgh =	4232.58	2,994.04	9,199.79
Mhi =	2506.98	1,440.88	9,718.62
Mij =	3836.96	2,586.41	9,459.85
Mgf =	-4688.75	-3,183.83	10,902.47
Mhg =	-3074.41	-2,061.40	9,459.39
Mih =	-2946.83	-1,720.16	9,718.26
Mji =	-2267.63	-1,664.74	9,201.80

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 58.*Momentos negativos finales en vigas segundo nivel*

Mkl =	2979.04	1,892.03	9,384.02
Mlm =	4003.04	2,872.44	7,154.64
Mmn =	2540.01	1,436.58	7,301.62
Mno =	3782.94	2,586.48	8,193.32
Mlk =	2979.04	-3,098.05	8,199.59
Mml =	4003.04	-2,189.16	7,294.10
Mnm =	2540.01	-1,594.83	7,169.68
Mon =	3782.94	-1,919.56	9,348.92

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 59.*Momentos negativos finales en vigas tercer nivel*

Mpq =	1755.64	780.12	2,724.38
Mqr =	3389.63	1,269.98	2,327.14
Mrs =	2049.98	553.40	2,333.93
Mst =	3073.40	1,035.40	2,522.99
Mqp =	-3756.76	-1,424.06	2,521.50
Mrq =	-2404.63	-815.92	2,335.66
Msr =	-2480.83	-678.89	2,323.69
Mts =	-1621.25	-705.52	2,732.54

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Momentos positivos finales'

Para los momentos positivos se muestra un ejemplo del cálculo, posteriormente se identifican en una tabla.

$$M_{ij}(+) = \frac{W \cdot L^2}{8} - \frac{|M_{ij}(-)| + |M_{ji}(-)|}{2}$$

Momento positivo por carga muerta

$$M_{gh}(+) = \frac{1760.50 \cdot 5.00^2}{8} - \frac{|4232.58| + |-3074.41|}{2} = 1848.07 \text{ kg-m}$$

$$M_{hi}(+) = \frac{1174.25 \cdot 5.00^2}{8} - \frac{|2506.98| + |-2946.83|}{2} = 942.63 \text{ kg-m}$$

Momento positivo por carga viva

$$M_{gh}(+) = \frac{1250.00 \cdot 5.00^2}{8} - \frac{|2994.04| + |-2061.40|}{2} = 1378.53 \text{ kg-m}$$

$$M_{hi}(+) = \frac{625.00 \cdot 5.25^2}{8} - \frac{|1440.88| + |-1720.16|}{2} = 372.61 \text{ kg-m}$$

Tabla 60.

Momentos positivos primer nivel marco B

Elemento	CM	CV	1.20+1.60
MF fg =	3,140.40	2,105.18	7136.77
MF gh =	1,848.07	1,378.53	4423.33
MF hi =	942.63	372.61	1727.32
MF ij =	2,449.27	1,780.68	5788.20

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 61.

Momentos positivos segundo nivel marco B

Elemento	CM	CV	1.20+1.60
----------	----	----	-----------

MF kl =	3,709.09	2,004.57	7658.22
MF lm =	1,498.52	1,375.45	3998.94
MF mn=	1,129.52	437.42	2055.30
MF no =	1,718.62	1,653.23	4707.52

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 62.

Momentos positivos tercer nivel marco B

Elemento	CM	CV	1.20+1.60
MF pq =	2,000.66	66.11	2,506.57
MF qr =	1,416.93	519.55	2,531.60
MF rs=	810.37	165.11	1,236.62
MF st =	1,966.74	692.04	3,467.35

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

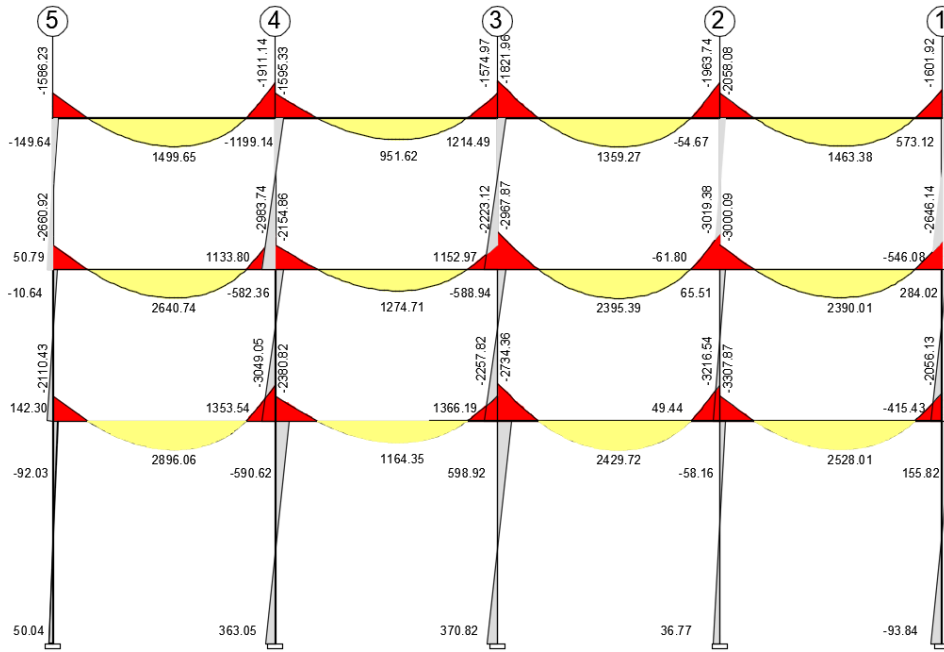
3.18. Comparación de Resultados Método de Kani y Software SAP2000

Comparar resultados cuando se realiza un cálculo de análisis estructural es una buena forma de asegurar y garantizar que el proceso está correcto. En este caso se utilizó el método numérico de Kani, que da resultados muy aproximados de los momentos en vigas y columnas, de igual manera se realizó el análisis con las mismas cargas en el software computacional de SAP2000.

Los datos ingresados son los obtenidos en el análisis de carga en la integración de cargas verticales, en el marco 2 y B distribuidas linealmente para carga viva como para carga muerta. Así como de las cargas horizontales aplicadas en los mismos marcos.

Figura 26.

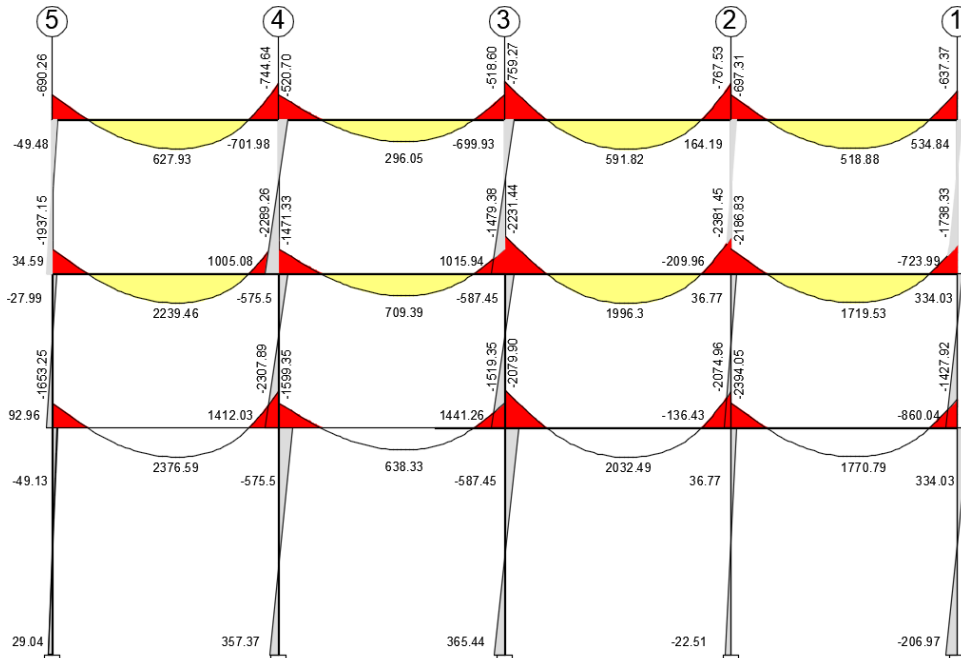
Diagrama de momentos por computadora carga muerta marco B



Fuente: Elaboración propia con software de diseño ETABS versión 18.0.2.

Figura 27.

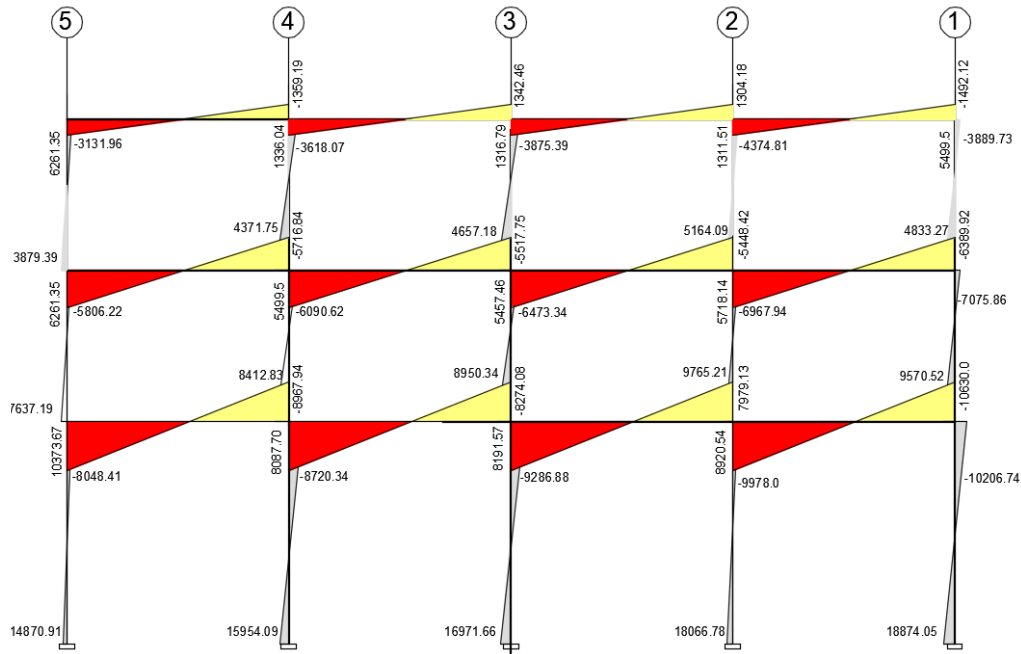
Diagrama de momentos por computadora carga viva marco B



Fuente: Elaboración propia software de diseño ETABS versión 18.0.2.

Figura 28.

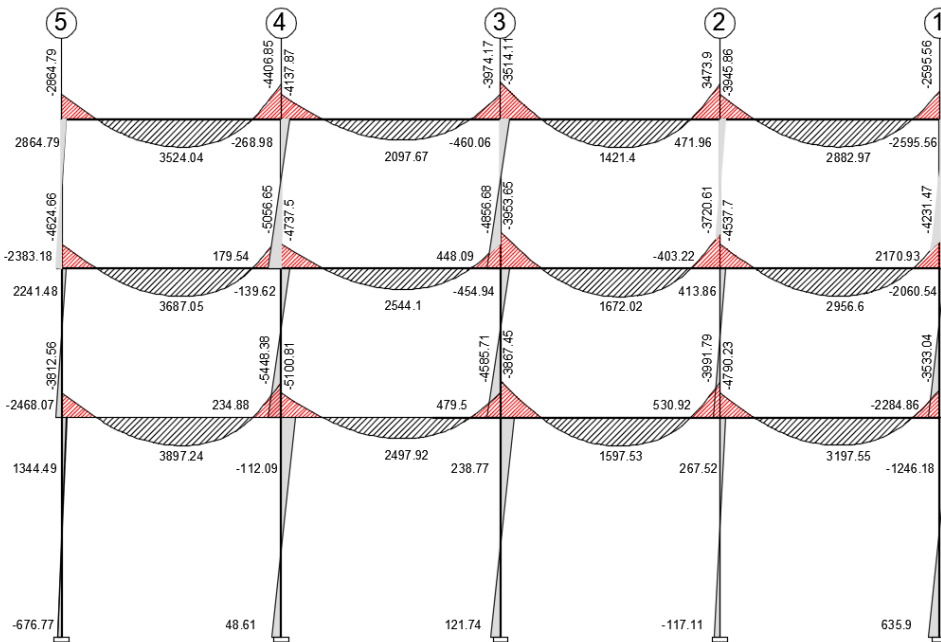
Diagrama de momentos por computadora carga sísmica marco B



Fuente: Elaboración propia con software de diseño ETABS versión 18.0.2.

Figura 29.

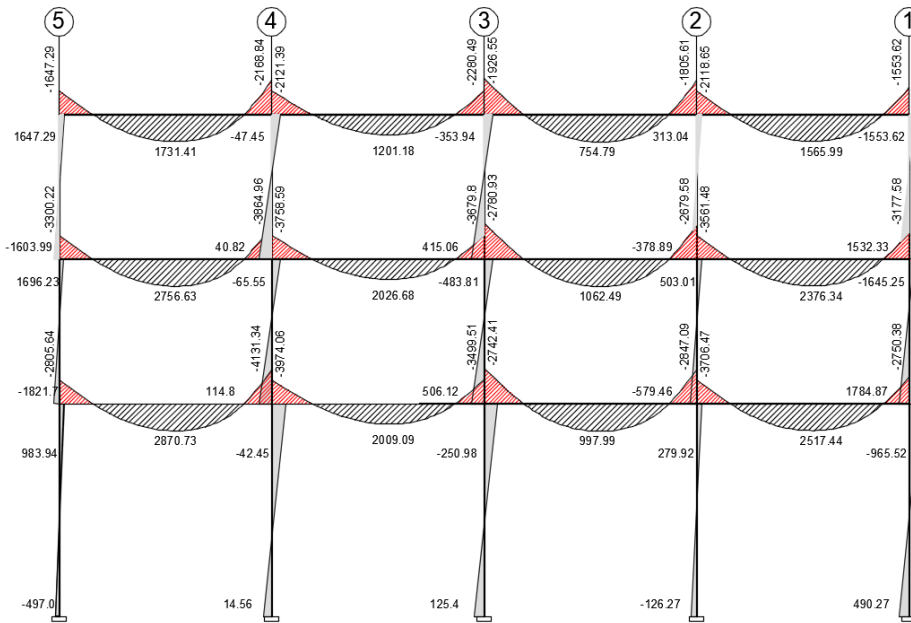
Diagrama de momentos por Kani carga muerta marco B



Fuente: Elaboración propia software de diseño SAP 2000.

Figura 30.

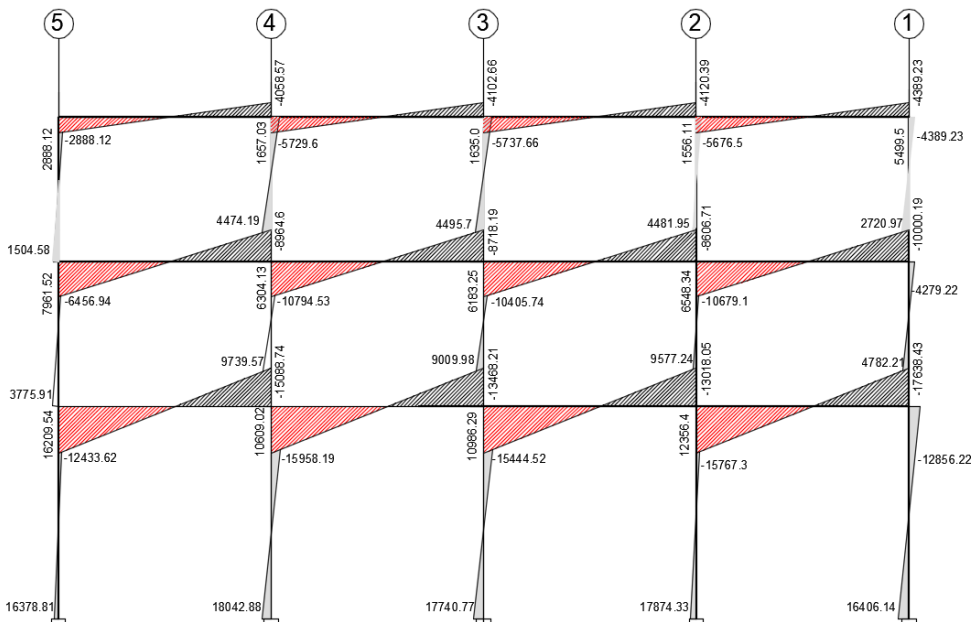
Diagrama de momentos por Kani carga viva marco B



Fuente: Elaboración propia con software de diseño SAP 2000.

Figura 31.

Diagrama de momentos por Kani carga sísmica marco B



Fuente: Elaboración propia con software de diseño SAP 2000.

- Momentos últimos por envolvente

Es una combinación de cargas vivas, muertas y sísmicas que representa la probabilidad de ocurrencia en conjunto con éstas, los valores máximos de momento son los que se utilizan para el diseño de los elementos.

Para encontrar las solicitaciones mayoradas se toman de (AGIES NSE 2, 2020, p. 66), siendo las siguientes:

- CR1 1.40 M
- CR2 $1.20 M + 1.60 V + 0.50 V_t$
- CR3 $1.20 M + V + 1.60 V_t$
- CR4 $1.20M + V + S_{vd} \pm S_{hd}$
- CR5 $0.90 M - S_{vd} \pm S_{hd}$

Donde:

M Momento por carga muerta.

V Momento por carga viva.

S_{vd} Componente vertical de sismo.

S_{hd} Carga sísmica horizontal.

$$S_{vd}=0.20*S_{cd}=0.20*1.10=0.22$$

La componente S_{vd}, es la representación del sismo vertical, es el parámetro de aceleración vertical que es una porción de la aceleración gravitacional. Esta fracción se suma o se resta al factor de carga muerta. El S_{cd}, es el parámetro del espectro calibrado al nivel de diseño, dato calculado con anterioridad en el espectro de diseño.

Realizando la suma en el factor de carga muerta se obtienen las siguientes combinaciones expresadas de la siguiente forma:

- CR1 1.40 M
- CR2 1.20 M + 1.60 V + 0.50 Vt
- CR3 1.42 M + V + 1.60 Vt
- CR4 1.42 M + V ± Shd
- CR5 0.68 M ± Shd

Tabla 63.

Envolvente de momentos columnas tercer nivel marco B

Elemneto	CR1	CR2	CR3	CR4(+)	CR4(-)	CR5(+)	CR5(-)
Mkp =	-2,197	-3,316	-3,124	-6,106	-141	-4,049	1,915.38
Mlq =	411	554	543	-4,849	5,936	-5,193	5,592.25
Mmr =	511	997	868	-4,286	6,022	-4,906	5,402.42
Mns =	-758	-1,372	-1,221	-6,607	4,166	-5,755	5,017.75
Mot =	2,040	3,166	2,955	-45	5,956	-2,010	3,991.10
Mpk =	-2,458	-3,355	-3,273	-6,083	-464	-4,003	1,615.70
Mql =	514	687	676	-4,234	5,585	-4,660	5,159.43
Mrm =	496	846	766	-3,987	5,519	-4,512	4,994.01
Msn =	-829	-1,281	-1,198	-6,112	3,716	-5,317	4,511.24
Mto =	2,270	3,074	3,008	211	5,804	-1,694	3,899.23

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 64.*Envolvente de momentos columnas segundo nivel marco B*

Elemneto	CR1	CR2	CR3	CR4(+)	CR4 (-)	CR5(+)	CR5(-)
Mfk =	-2,007	-3,276	-3,008	-8,434	2,418	-6,401	4,451.62
Mgl =	371	494	486	-9,473	10,446	-9,779	10,139.78
Mhm =	486	1,026	874	-8,283	10,030	-8,921	9,392.28
Min =	-737	-1,473	-1,273	-11,229	8,682	-10,313	9,597.54
Mjo =	1,890	3,233	2,925	-2,516	8,366	-4,523	6,359.04
Mkf =	-1,974	-3,286	-2,999	-9,442	3,444	-7,402	5,484.33
Mlg =	337	448	441	-9,629	10,511	-9,906	10,233.42
Mmh =	503	1,077	914	-8,594	10,422	-9,264	9,752.55
Mni =	-715	-1,478	-1,266	-11,325	8,793	-10,407	9,711.89
Moj =	1,847	3,236	2,906	-3,569	9,381	-5,578	7,372.00

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 65.*Envolvente de momentos columnas primer nivel marco B*

Elemento	CR1	CR2	CR3	CR4 (+)	CR4 (-)	CR5 (+)	CR5 (-)
Maf =	-678	-1,089	-1,005	-17,228	15,218	-16,552	15,893.41
Mbg =	137	180	178	-17,858	18,214	-17,969	18,102.48
Mch =	158	325	279	-17,409	17,967	-17,611	17,764.44
Mdi =	-251	-489	-426	-18,463	17,611	-18,159	17,914.83
Mej =	646	1,077	982	-15,240	17,204	-15,908	16,535.80
Mfa =	-1,363	-2,180	-2,015	-14,523	10,494	-13,171	11,846.79
Mgb =	267	358	351	-15,784	16,486	-16,005	16,264.95
Mhc =	309	648	553	-14,886	15,992	-15,289	15,588.87
Mid =	-509	-981	-857	-16,994	15,280	-16,384	15,889.64
Mje =	1,285	2,151	1,960	-10,548	14,467	-11,883	13,131.58

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 66.*Envolvente de momentos vigas tercer nivel marco B*

Elemento	CR1	CR2	CR3	CR4 (+)	CR4 (-)	CR5 (+)	CR5 (-)
Mpq =	2,458	3,355	3,273	5,998	549	3,918	-1,530.54
Mqr =	4,745	6,100	6,083	8,410	3,756	4,632	-22.19
Mrs =	2,870	3,345	3,464	5,798	1,130	3,728	-939.94
Mst =	4,303	5,345	5,400	7,923	2,877	4,613	-433.08
Mqp =	-5,259	-6,787	-6,759	-4,237	-9,280	-33	-5,076.10
Mrq =	-3,366	-4,191	-4,230	-1,895	-6,566	701	-3,970.80
Msr =	-3,473	-4,063	-4,202	-1,878	-6,525	637	-4,010.65
Mts=	-2,270	-3,074	-3,008	-275	-5,740	1,630	-3,834.99

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 67.*Envolvente de momentos vigas segundo nivel marco B*

Elemento	CR1	CR2	CR3	CR4 (+)	CR4 (-)	CR5 (+)	CR5 (-)
Mkl =	4,171	6,602	6,122	15,506	-3,262	11,410	-7,358.27
Mlm =	5,604	9,400	8,557	15,711	1,402	9,877	-4,432.57
Mmn =	3,556	5,347	5,043	12,345	-2,258	9,029	-5,574.41
Mno =	5,296	8,678	7,958	16,152	-235	10,766	-5,620.93
Mlk =	4,171	-1,382	1,132	9,332	-7,067	10,225	-6,173.84
Mml =	5,604	1,301	3,495	10,789	-3,799	10,016	-4,572.03
Mnm =	3,556	496	2,012	9,182	-5,158	8,897	-5,442.47
Mon=	5,296	1,468	3,452	12,801	-5,897	11,921	-6,776.52

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Tabla 68.*Envolvente de momentos vigas primer nivel marco B*

Elemento	CR1	CR2	CR3	CR4 (+)	CR4 (-)	CR5 (+)	CR5 (-)
Mfg =	3,369	5,456	5,023	17,887	-7,842	14,501	-11,228.18
Mgh =	5,926	9,870	9,004	18,204	-195	12,078	-6,321.64
Mhi =	3,510	5,314	5,001	14,719	-4,718	11,423	-8,013.87
Mij =	5,372	8,743	8,035	17,495	-1,425	12,069	-6,850.71
Mgf =	-6,564	-10,721	-9,842	1,061	-20,744	7,714	-14,090.82
Mhg =	-4,304	-6,988	-6,427	3,032	-15,886	7,369	-11,549.99
Mih =	-4,126	-6,288	-5,905	3,814	-15,623	7,714	-11,722.10
Mji =	-3,175	-5,385	-4,885	4,317	-14,087	7,660	-10,743.78

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

3.19. Diseño de Elementos Estructurales

A continuación, se presenta los elementos estructurales compuesto por losa, columnas, vigas y cimiento en donde se mostrará los cálculos considerados para los diseños.

3.20. Cálculo de Losas

El diseño de losa se basará del método 3 del ACI 1963 respaldado bajo el inciso 13.5.1 del código 318-08, donde se estipula que un sistema de losa se puede diseñar por cualquier procedimiento que cumpla condiciones de equilibrio y geometría y se demuestre que la resistencia de diseño es al menos la resistencia requerida.

Por medio del método de los coeficientes se calculan los momentos positivos M^+ y negativos M^- .

$$M^+ = c \cdot W \cdot l^2$$

$$M^- = c_1 \cdot CM \cdot l^2 + c_2 \cdot CV \cdot l^2$$

Donde:

M^+	momentos positivos	kg*m
M^-	momentos negativos	kg*m
c	coeficiente de momento negativo	ad
c_1	coeficiente de momento positivo carga muerta	ad
c_2	coeficiente de momento positivo carga viva	ad
l	longitud de luz del elemento	m
CM	carga muerta total	kg/m ²
CV	carga viva	kg/m ²

Lado menor a = 5.00 m

Lado mayor b = 5.25 m

Relación a/b 5/5.25 = 0.95 mayor a 0.50, la losa trabaja en dos direcciones.

En la integración de cargas del primer nivel se tiene que:

$$CM = 469 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 1.20 \cdot CM + 1.6 \cdot CV$$

$$W = 1.20 \cdot (469) + 1.60 \cdot (500) = 1362.80 \text{ kg/m}^2$$

Los momentos para el lado corto son:

$$M_a^- = 0.079 \cdot 1362.80 \cdot 5^2 = 2691.53 \text{ kg*m}$$

$$M_a^+ = 1.20 \cdot 469 \cdot (5^2) \cdot 0.028 + 1.60 \cdot 500 \cdot (5^2) \cdot 0.034 = 1073.96 \text{ kg*m}$$

Los momentos para el lado largo son:

$$M_b^- = 0.079 * 1362.82 * 5.25^2 = 2967.41 \text{ kg*m}$$

$$M_a^+ = 1.20 * 469 * (5.25^2) * 0.015 + 1.60 * 500 * (5.25^2) * 0.024 = 761.88 \text{ kg*m}$$

Tabla 69.

Cálculo de momentos en losa primer nivel

No.	lado		Espesor	Relación	No	Sobre carga permanente	Cargas		Carga ultima	Momentos (-)(+) generados por losa			
	corto	largo					CV Total carga dis.	CM Total		CUT	Ma (-)	Ma(+)	Mb(-)
Losa	a	b	t	m=a/b	Caso								
1	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 4	181.00	500	469.00	1362.80	1873.85	1122.10	1690.30	1011.74
2	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 4	181.00	500	469.00	1362.80	1873.85	1122.10	1690.30	1011.74
3	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 8	181.00	500	469.00	1362.80	1294.66	929.54	2103.48	921.11
4	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 2	181.00	500	469.00	1362.80	1703.50	881.40	1540.05	799.44
5	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 9	181.00	500	469.00	1362.80	2214.55	977.68	1089.30	814.96
6	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 5	181.00	500	469.00	1362.80	2691.53	1073.96	2967.41	761.88
7	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 5	181.00	500	469.00	1362.80	2691.53	1073.96	2967.41	761.88
8	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 4	181.00	500	469.00	1362.80	1873.85	1122.10	1690.30	1011.74
9	5.00	5.25	0.12	0.95	CASO 7	181.00	500	469.00	1362.80	2282.69	1156.17	2516.67	1186.48
10	1.93	5.25	0.12	0.37	NO	181.00	500	469.00	1362.80	505.00	315.63	0	0
11	0.98	3.08	0.12	0.32	NO	181.00	500	469.00	1362.80	129.55	80.97	0	0
12	1.93	5.25	0.12	0.37	NO	181.00	500	469.00	1362.80	505.00	315.63	0	0
13	0.98	3.08	0.12	0.32	NO	181.00	500	469.00	1362.80	129.55	80.97	0	0

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

El balanceo se realiza cuando los momentos tienen diferentes valores, hay dos formas de balancear los momentos, la primera es cuando: $M_1 > 0.80 * M_2$, se realiza un promedio de los momentos, el segundo caso es cuando: $0.80 * M_2 > M_1$, se aplica el método de las rigideces.

$$M_1 > 0.80 * M_2, \text{ promedio de momentos } M_b = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$M1 < 0.80 * M2$, método de las rigideces.

Para ejemplificar estas condiciones se toma la losa 6 y la losa 8.

$$1873.85 < 0.80 * 2691.53$$

$$1832.60 < 2132.05$$

Aplicar el método de las rigideces

- Cálculo de rigideces y factores de distribución.

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

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

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

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

$$MB = M1 + (M2 - M1) * D1$$

$$MB = M2 - (M2 - M1) * D1$$

Donde:

K1 rigidez 1 en losa 6

K2 rigidez 2 en losa 8

L1 longitud 1 de losa 6

L2 longitud 2 de losa 8

D1 factor de distribución de momento 1

D2 factor de distribución de momento 2

MB momento balanceado

$$\text{Losa 6 } K1 = \frac{1}{L} = \frac{1}{5} = 0.20$$

$$\text{Losa 8 } K_2 = \frac{1}{L} = \frac{1}{5} = 0.20$$

- Factores de distribución

$$D_1 = \frac{0.20}{0.20+0.20} = 0.50$$

$$D_2 = \frac{0.20}{0.20+0.20} = 0.50$$

- Momento balanceado

$$M_{\text{balanceado}} = M_1 + (M_2 - M_1) * D_1 = 1873.85 + (2691.53 - 1873.85) * 0.50 = 2282.69 \text{ kgf-m}$$

$$M_{\text{balanceado}} = M_2 - (M_2 - M_1) * D_1 = 2691.53 - (2691.53 - 1873.85) * 0.50 = 2282.69 \text{ kgf-m}$$

- Datos para el cálculo del área de acero de losa.

Donde:

b base del análisis de losa cm

d peralte efectivo cm

∅ factor de resistencia para momento ad

f'c resistencia a compresión del concreto kg/cm²

fy resistencia a la fluencia del acero kg/cm²

Yc peso específico de concreto kg/m³

El peralte efectivo es la altura del área en compresión a la mitad de la varilla en tensión. Se utiliza la varilla No. 3 para el refuerzo de losa.

El recubrimiento mínimo para losa es 2 cm según la Tabla 20.6.1.3.1 del ACI 318-

14.

$$d = t - \text{rec} - \frac{D_{\text{var}}}{2}$$

Donde:

t	peralte de losa	cm
rec	recubrimiento libre	cm
D _{var}	Peralte efectivo	cm

$$d = 12 - 2.5 - \frac{0.95}{2} = 9.02 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo se requiere para el refuerzo a flexión, del inciso 9.6.1.2 del ACI 318-14.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{2810} * 100 * 9.02 = 4.49 \approx 4.50 \text{ cm}^2$$

Momento para resistente para el área de acero mínima:

$$M_{A_{s_{\min}}} = \phi * \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1.70 * f'c * b} \right) \right]$$

El factor de reducción de resistencia para momento ϕ , se obtiene de la Tabla 21.2.1 del ACI 318-14.

$$M_{A_{s_{\min}}} = \phi * \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1.70 * f'c * b} \right) \right] = 0.90 * \left[4.50 * 2810 * \left(9.02 - \frac{4.50 * 2810}{1.70 * 210 * 100} \right) \right]$$
$$= 986.21 \text{ kg-m}$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 986.21 \text{ kg-m}$$

Área de acero de diseño

$$A_{\text{diseño}} = \frac{M * A_{s_{\min}}}{M_{A_{s_{\min}}}}$$

El momento M, es el momento de balanceo = 2282.69 kgf-m.

$$A_{\text{diseño}} = \frac{M * A_{s_{\min}}}{M_{A_{s_{\min}}}} = \frac{2282.69 * 4.50}{986.21} = 10.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento se calcula con la siguiente relación:

$$S = \frac{A_{s_{\min}}}{A_{\text{diseño}}} * 33$$

La separación se multiplica por 33 porque es una relación que se realiza de 100 cm dividido en 3 que es riel, tensión y bastón.

$$S = \frac{A_{s_{\min}}}{A_{\text{diseño}}} * 33 = \frac{4.50}{10.42} * 33 = 14.40 \text{ cm}$$

El espaciamiento mínimo según el código ACI 318-14 debe ser el mayor de:

$$25 \text{ cm}, d_b \text{ y } \frac{4}{3} * d_{\text{agg}}$$

$$d_b = \frac{3}{8} * 2.54 = 0.95 \text{ cm}$$

d_{agg} , es el diámetro de agregado grueso, en este caso se propone un agregado de: $\frac{3}{8}$ plg

$$\frac{4}{3} * d_{\text{agg}} = \frac{4}{3} * \frac{3}{4} * 2.54 = 2.54 \text{ cm}$$

El máximo de estos tres valores es 2.54 centímetros.

El espaciamiento máximo se calcula con lo indicado en 8.7.2.2 del ACI 318-14, que indica que es el menor de:

$$45 \text{ cm}$$

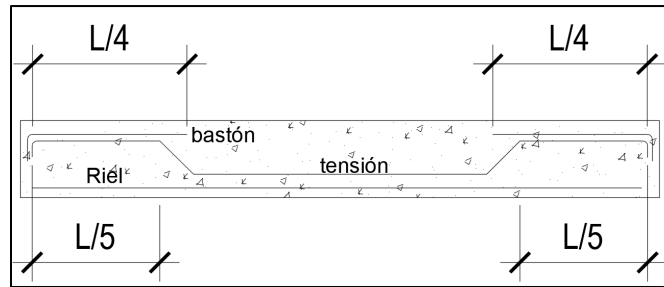
$$3 * h = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

El menor es 36 cm.

El espaciamiento que se obtiene del diseño cumple con los requerimientos mínimos y máximos indicados en el código ACI. Se propone utilizar una separación entre 15 centímetros en ambas direcciones.

Figura 32.

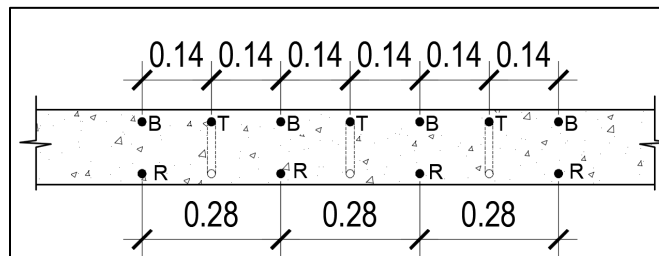
Perfil de armado de losa



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Figura 33.

Sección de armado de losa



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.21. Diseño de Vigas.

El diseño de la viga se realizará en base a los valores máximos de la envolvente de momentos del marco B del primer nivel, a continuación, se presentan los datos para el análisis de la viga crítica, que resultó de la combinación de cargas de la CR4 del elemento identificado como g-f, en la viga que está entre el eje 1 y 2.

Las propiedades de los materiales son:

Resistencia del concreto $210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, resistencia a la fluencia del acero $2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Propiedades geométricas de la viga:

La viga tiene una base de 35 centímetros y una altura de 70 centímetros, para que resista las cargas de compresión, tensión y cortante a las que estará sometida.

Donde:

b	base de la viga	cm
h	altura de la viga	cm
h	altura de efectiva de la viga	cm
r	recubrimiento libre	cm
D_{var}	diámetro longitudinal de la varilla	plg
f'_c	resistencia a compresión del concreto	kg/cm
f_y	resistencia a la fluencia del acero	kg/cm ²
γ_c	peso específico de concreto	kg/m ³

Se calcula la altura efectiva de la viga, el diámetro de la varilla a utilizar es de 3/4 ", el recubrimiento de 6 cm que cumple con el mínimo indicado en la Tabla 20.6.1.3.1 de ACI 318-14.

$$d = h - \left(r + \frac{D_{var}}{2} \right) = 70 - \left(6 + \frac{\left(\frac{3}{4} \right) * 2.54}{2} \right) = 63.05 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta_1 * f'_c * b}}$$

El factor de reducción de resistencia para momento $\phi = 0.90$, de la Tabla 21.2.2 del ACI 318-14.

El factor de $\beta_1 = 0.85$ del inciso 22.2.2.4 del ACI 318-14, es el valor equivalente al bloque de compresión de esfuerzos.

- Momento Negativo $M_U=20744$ kg-m

$$a=d-\sqrt{d^2-\frac{2*M_U}{\phi*\beta_1*f'_c*b}}=63.05-\sqrt{(63.05)^2-\frac{2*20744*100}{0.90*85*210*35}}=6.15 \text{ cm}$$

El área de acero requerida para momento negativo se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{s_requiedo}=\frac{M_U}{\phi*f_y*(d-\frac{a}{2})}=\frac{20744*100}{0.90*2810*(63.05-\frac{6.15}{2})}=13.68 \text{ cm}^2$$

- Momento Positivo $M_U=7658$ kg-m

$$a=d-\sqrt{d^2-\frac{2*M_U}{\phi*\beta_1*f'_c*b}}=63.05-\sqrt{(63.05)^2-\frac{2*7658*100}{0.90*85*210*35}}=2.20 \text{ cm}$$

El área de acero requerida para momento positivo se calcula con la siguiente:

$$A_{s_requiedo}=\frac{M_U}{\phi*f_y*(d-\frac{a}{2})}=\frac{7658*100}{0.90*2810*(63.05-\frac{2.20}{2})}=4.89 \text{ cm}^2$$

- Parámetros de refuerzo (acero mínimo y máximo)

El acero mínimo se calcula con la fórmula del numeral 9.6.1.2 del ACI 318-14. El valor máximo es el resultado para el acero mínimo.

$$A_{s_{\min_1}}=\frac{0.80*\sqrt{f'_c}}{f_y}*b*d=\frac{0.80*\sqrt{210}}{2810}*35*63.05=9.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min_2}}=\frac{14}{2810}*35*63.05=10.99 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es 10.99 cm²

El cálculo del acero máximo se requiere de una cuantía de acero balanceada, para esto se debe conocer la distancia "c", que es la distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro $a=\beta_1*c$ del numeral 22.2.2.4.1 del ACI 318-14.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 6.28 \text{ cm}$$

ϵ_{ty} , como lo indica el numeral 21.2.2.1 del ACI 318-14.

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

La máxima deformación unitaria ϵ_{cu} del concreto debe ser igual a 0.003 del numeral 22.2.2.1 del ACI 318-14.

ϵ_t , se debe calcular con la siguiente expresión:

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_{cu}}{c} * d - \epsilon_{cu}$$

Donde:

ϵ_{ty} deformación unitaria en tracción del acero en sección por compresión

E_s módulo de elasticidad del acero

ϵ_t deformación unitaria en tracción del acero, en estado nominal

ϵ_{cu} deformación unitaria del concreto por compresión

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{2810}{2000000} = 0.0014$$

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_{cu}}{c} * d - \epsilon_{cu} = \left(\frac{0.003}{6.28} \right) * 65.05 - 0.003 = 0.028$$

La cuantía de acero balanceada se define como:

$$\rho_{balanceada} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right) = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{2810} * \left(\frac{0.003}{0.0014 + 0.006} \right)$$

$$\rho_{balanceada} = \rho_{m\acute{a}x} 0.022$$

La cuantía de acero de refuerzo no debe ser mayor que 0.025, de acuerdo al inciso 18.6.3.1 del ACI 318-14.

$$\rho_{\max} < 0.025$$

$$0.022 < 0.025$$

El acero máximo es:

$$A_{\max} = \rho_{\max} * b * d = 48.55 \text{ cm}^2$$

- Varillas de acero de refuerzo

Cama superior (momento negativo), se propone utilizar 5 varillas de 3/4".

$$5 * \left[\frac{\pi}{4} * \left(\frac{3}{4} * 2.54 \right) \right] = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$14.25 \text{ cm}^2 > 13.68 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo de cama inferior, el acero requerido es inferior al acero mínimo, así que se utilizará el acero mínimo.

Se propone 4 varillas de 3/4".

$$4 * \left[\frac{\pi}{4} * \left(\frac{3}{4} * 2.54 \right) \right] = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$11.40 \text{ cm}^2 > 10.99 \text{ cm}^2$$

- Diseño a cortante

El diseño a corte es el refuerzo transversal que se coloca en la viga, para evitar que las fuerzas internas dentro de la viga puedan producir el agrietamiento inclinado. El concreto también resiste las fuerzas cortantes y es lo que a continuación se describe.

Carga última: de la integración de carga vertical se obtiene carga viva y carga muerta del eje B, del tramo 2-3.

$$CML = 1760.50 \text{ kg-m}$$

$$CVL = 1250.00 \text{ kg-m}$$

$$CUL = 1.20 * CML + 1.6 * CVL = 1.20 * 1760.50 + 1.60 * 1250.00 = 4112.60 \text{ kg-m}$$

Resistencia nominal: se calcula con la ecuación 22.5.1.1 del ACI 318-14.

$$V_n = V_c + V_s$$

Cortante del concreto: es la resistencia del concreto a cortante, se calcula con la ecuación 22.5.5.1 de ACI 318-14.

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

La resistencia a corte que proporciona el acero se calcula con la ecuación 22.5.10.5.3 del ACI 318-14.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Donde:

V_n	resistencia nominal a cortante	kg
V_c	resistencia a corte por concreto	kg
V_s	resistencia a corte por el acero	kg
A_v	área de refuerzo de cortante	cm ² /cm
s	espaciamiento de varillas de refuerzo	cm
f'_c	resistencia a compresión del concreto	kg/cm
f_y	resistencia a la fluencia del acero	kg/cm ²
λ	factor de modificación del concreto	ad
ϕ_c	factor de reducción para cortante	ad

El factor λ , se toma de acuerdo con la Tabla 19.2.4.2 del ACI 318-14.

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * 1 * \sqrt{210} * 35 * 63.05 = 16948.79 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{CUL * l}{2} = \frac{4112.60 * 5}{2} = 10281.50 \text{ kg}$$

Conforme el inciso 9.5.1.1 de ACI 318-14, el diseño de cortante debe cumplir con el siguiente requerimiento: $\phi \cdot V_n \geq V_u$

El factor de modificación de resistencia $\phi = 0.75$, en base a lo indicado en la Tabla 21.2.1 del ACI 318-14.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{10281.50}{0.75} = 13708.67 \text{ kg}$$

Conforme el inciso 22.5.10.1 del ACI 318-14, si el cortante último es mayor que el cortante del concreto multiplicado por el factor de cortante, se requiere colocar estribos como refuerzo de cortante que lo proporciona el acero, de lo contrario no se hace el cálculo.

Se propone utilizar varilla No. 3 con un área de 0.71 cm^2 y un espaciamiento de 20 cm.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 2810 \cdot 63.05}{20} = 12579.11 \text{ kg}$$

La separación de estribos de confinamiento debe cumplir con los parámetros del ACI 318-14 en el inciso 18.4.2.4, que dice lo siguiente:

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

$$\frac{d}{4} = \frac{65.05}{4} = 16.26 \text{ cm}$$

Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro

$$8 \cdot db_l = 8 \cdot \left(\frac{5}{8} \cdot 2.54 \right) = 12.70 \text{ cm}$$

Veinticuatro veces el diámetro de la varilla del estribo

$$8 \cdot db_{est} = 24 \cdot \left(\frac{3}{8} \cdot 2.54 \right) = 22.86 \text{ cm}$$

La última condición es 30 centímetros como máximo.

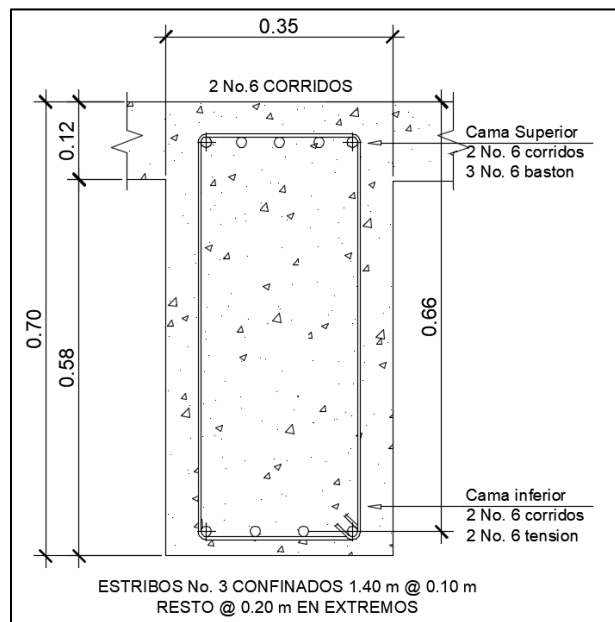
El espaciamiento del refuerzo transversal en la longitud de la viga no debe ser mayor $d/2$, indicado en el inciso 18.4.2.4 del ACI 318-14.

$$\frac{d}{2} = \frac{65.02}{2} = 32.52 \text{ cm}$$

Los estribos de confinamiento se colocarán a una distancia de 2 veces la altura de la viga y el primer estribo a 5 centímetros de la cara del apoyo según lo indicado en el inciso 18.4.2.4 del ACI 318-14.

Figura 34.

Detalle de armado de viga



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.22. Diseño de Columnas

Para el análisis y diseño de la columna se consideró la más crítica, ubicada en el primer nivel. Las cargas vivas y muertas se presentan de acuerdo con el análisis de carga. Los momentos en X del marco "2", en Y del marco "B", se extraen de los valores máximos de la envolvente de momentos.

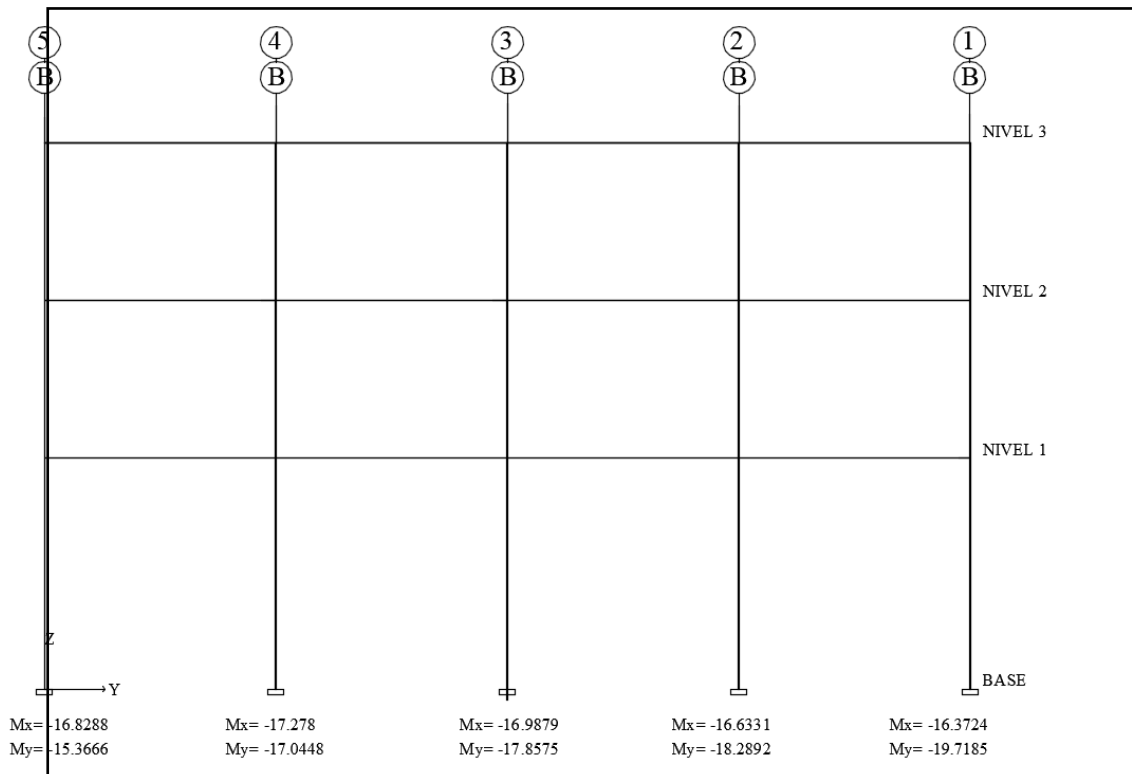
Momentos por el método de Kani: el momento máximo por la envolvente se obtiene del elemento “di”, del primer nivel.

$$M_{kani_x}=18463 \text{ kg-m}$$

Momentos por software Etabs: el momento máximo por la envolvente se obtiene del marco “B”, ilustrado a continuación:

Figura 35.

Momentos máximos por envolvente en columnas



Fuente: Elaboración propia con apoyo de software de diseño ETABS versión 18.0.2.

Datos:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tributaria}} = 26.25 \text{ m}^2$$

$$CV = 500 \text{ kg/ m}^2$$

$$CM = 469 \text{ kg/ m}^2$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/ m}^3$$

$$M_{\text{máx}_x} = 17278 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{máx}_y} = 19719 \text{ kg-m}$$

- Determinación de carga axial tercer nivel

$$CV = 200 \text{ kg/ m}^2$$

$$CM = 317 \text{ kg/ m}^2$$

$$P_{V_3} = CV * A_{\text{tributaria}} = 200 * 26.25 = 5250.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = b * h * l_{\text{viga}} * \gamma_{\text{concreto}} = 0.35 * 0.70 * 4.90 * 2400 = 2881.20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columna}} = b * h * l_{\text{columna}} * \gamma_{\text{concreto}} = 0.50 * 0.50 * 3.40 * 2400 = 2040.00 \text{ kg}$$

$$P_{M_3} = (CM) * A_{\text{tributaria}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} = 317 * 26.25 + 2881.20 + 2040.00 = 13242.45 \text{ kg}$$

- Determinación de carga axial segundo nivel

$$CV = 500 \text{ kg/ m}^2$$

$$CM = 469 \text{ kg/ m}^2$$

$$P_{V_2} = CV * A_{\text{tributaria}} = 500 * 26.25 = 13125 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = b * h * l_{\text{viga}} * \gamma_{\text{concreto}} = 0.35 * 0.70 * 4.90 * 2400 = 2881.20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columna}} = b * h * l_{\text{columna}} * \gamma_{\text{concreto}} = 0.50 * 0.50 * 3.40 * 2400 = 2040.00 \text{ kg}$$

$$P_{M_2} = (CM) * A_{\text{tributaria}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} = 469 * 26.25 + 2881.20 + 2040.00 = 17232.45 \text{ kg}$$

- Determinación de carga axial primer nivel

$$CV = 500 \text{ kg/ m}^2$$

$$CM=469 \text{ kg/ m}^2$$

$$P_{V_1}=CV*A_{\text{tributaria}}=500*26.25=13125 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}}=b*h*I_{\text{viga}}*Y_{\text{concreto}}=0.35*0.70*4.90*2400=2881.20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columna}}=b*h*I_{\text{columna}}*Y_{\text{concreto}}=0.50*0.50*5.00*2400=3000.00 \text{ kg}$$

$$P_{M_1}=(CM)*A_{\text{tributaria}}+W_{\text{viga}}+W_{\text{columna}}=469*26.25+2881.20+3000.00=18192.45 \text{ kg}$$

$$P_V=P_{V_1}+P_{V_2}+P_{V_3}=13125+13125+5250=31500.00 \text{ kg}$$

$$P_M=P_{M_1}+P_{M_2}+P_{M_3}=18192.45+17232.45+13242.45=48667.35 \text{ kg}$$

$$P_{UT}=1.60*P_V+1.20*P_M=1.60*31500.00+1.20*48667.35=108800.82 \text{ kg}$$

- Determinación de la esbeltez

La esbeltez está relacionada con la geometría de la columna, a mayor longitud el flexo-compresión aumenta y se produce el efecto de pandeo. Así que hay que chequear que la columna tenga una clasificación como: corta, esbelta o larga.

Inercia de columna.

$$I_{\text{col}}=\frac{1}{12}(0.50)*(0.50)^3=0.0052 \text{ m}^4$$

Inercia de viga.

$$I_{\text{viga}}=\frac{1}{12}(0.35)*(0.70)^3=0.01 \text{ m}^4$$

Para comprobar si los efectos de esbeltez se ignoran, se utiliza la ecuación 6.2.5

(a) del ACI 318-14.

$$E=\frac{k*I_u}{r}$$

Donde:

k factor de longitud efectiva

l_u longitud de la columna

r radio de giro

El factor de modificación para longitud de desarrollo se calcula con base en la gráfica 6.5.1 del ACI 318-14, que es la relación de la inercia de las columnas con respecto a la de las vigas que se intersectan en el nodo.

Extremo superior.

$$\psi A = \frac{\frac{I_{col} + I_{col}}{h_{col} + h_{col}}}{\frac{I_{viga} + I_{viga}}{l_{viga} + l_{viga}}} = \frac{\frac{0.0052 + 0.0052}{5.00 + 3.40}}{\frac{0.01 + 0.01}{5.25 + 5.25}} = 0.67$$

Extremo inferior.

$$\psi B = 0$$

El factor es igual a cero porque está empotrado en la base.

El coeficiente de longitud efectiva se calcula con la siguiente expresión:

$$k = \frac{20 - \frac{\psi A + \psi B}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{\psi A + \psi B}{2}} = \frac{20 - \frac{0.67 + 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{0.67 + 0}{2}} = 1.14$$

El radio de giro se determina con la siguiente ecuación, aplicable para columnas cuadradas según el ACI 318-14 en su sección (6.2.5.1):

$$r = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_g}}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_g}} = \sqrt{\frac{0.0052 \text{m}^4}{0.25 \text{m}^2}} = 0.144$$

Para comprobar si se considera la esbeltez, se determina con la siguiente condición de acuerdo con el numeral 6.2.5 del ACI 318-14:

Columna corta $E < 22$ no se magnifica momentos.

Columna intermedia $22 < E < 100$ se magnifica momentos.

Columna esbelta $E > 100$ no es aconsejable diseñar columna.

$$E = \frac{k \cdot I_u}{r} = \frac{1.14 \cdot 5.00}{0.144} = 39.58 > 22 \text{ magnificar los momentos}$$

- Magnificación de momentos

Al realizar un diseño estructural para columnas existen dos formas de análisis; el primero, es un análisis de segundo orden, el cual considera las rigideces reales y los efectos por deflexiones laterales del elemento, facilitando diseñar las columnas con los momentos calculados. Para el segundo análisis, se considera el análisis estructural de primer orden, con el cual se utilizan las rigideces relativas aproximadas, ignorando los efectos de las deflexiones laterales en el elemento, por lo cual es necesario realizar una magnificación de momentos utilizando el método ACI 318-14 detallado en el siguiente procedimiento:

- Cálculo de rigidez a flexión de la columna (EI)

Para el cálculo de rigidez a flexión de la columna, se debe considerar las propiedades del elemento como el módulo de elasticidad del concreto, la inercia de la columna. El factor de flujo plástico β_{dns} , es 0.60 de acuerdo con el numeral 6.6.4.4.4 (c) del ACI 318-14.

$$EI = \frac{E_C \cdot I_{col}}{(1 + \beta_{dns})}$$

Módulo de elasticidad del concreto según el ACI 318-14 en su ecuación 19.2.2.1(b):

$$E_C = 15100 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$E_C = 15100 \cdot \sqrt{210} = 218819.79 \text{ kg/cm}^2 = 2188197.9 \text{ ton/m}^2$$

Módulo de inercia de la columna:

$$I_{col} = 0.0052 \text{ m}^4$$

Desarrollando la fórmula de rigidez a flexión se obtiene el siguiente valor:

$$EI = \frac{E_C \cdot I_{col}}{2.5 \cdot (1 + \beta_{dns})} = \frac{2188197.9 \cdot 0.0052}{(1 + 0.60)} = 7111.64 \text{ ton-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

El valor obtenido de la siguiente ecuación se aplica tanto para el eje "X" y "Y" debido a que se cuenta con las mismas dimensiones de viga en ambos lados generando el mismo valor de inercia y por ende, el mismo valor de la carga crítica de pandeo.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(K \cdot I_{columna})^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(K \cdot I_{columna})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 7111.64}{(1.14 \cdot 5.00)^2} = 2464.77 \text{ ton}$$

Cálculo de magnificador de momentos:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_{UT}}{\phi \cdot P_{cr}}}$$

Para el cálculo del valor de magnificación de momentos se utilizan los valores de la carga última axial en la columna:

$$P_{UT} = 100982.46 \text{ kg} = 108.80 \text{ ton}$$

Al momento de calcular el valor de magnificación de momentos, se considera el valor de ϕ de 0.75 para columna aislada, con estribos de refuerzo. De acuerdo con lo establecido al numeral 6.6.4.5.2 del ACI 318-14.

$$\phi=0.75$$

Desarrollando la fórmula se obtiene el siguiente valor:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_{UT}}{\phi * P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{108.80}{0.75 * 2464.77}} = 1.06$$

Según la normativa se debe cumplir con la siguiente condición de magnificación de momentos expresado de la siguiente forma:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_{UT}}{\phi * P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{108.80}{0.75 * 2464.77}} = 1.06 \geq 1$$

Según la condición de magnificación de momentos cumple con los parámetros establecidos.

- Cálculo de momentos para el diseño de columna

$$M_d = \delta * M_U$$

$$M_{dx} = \delta * M_{m\grave{a}x_x} = 1.06 * 17278 = 18314.68 \text{ kg-m}$$

$$M_{dy} = \delta * M_{m\grave{a}x_y} = 1.06 * 19719 = 20902.14 \text{ kg-m}$$

- Análisis en el eje Y

Para el eje Y se consideran los mismos datos que se obtuvieron del lado X, debido a que ambos lados presentan las mismas características en relación a materiales y dimensiones de los elementos estructurales.

- Resumen de datos del lado Y:

$$\beta_{dns} = 0.60$$

$$EI=7111.64 \text{ ton-m}^2$$

$$P_{cr}=2464.77 \text{ ton}$$

$$\delta_{x,y}=1.06$$

- Refuerzo longitudinal:

Para el cálculo del refuerzo longitudinal se hace uso del diagrama de iteración, considerando la carga axial máxima y las cargas excéntricas generadas por los momentos en el eje X, Y.

Para el cálculo de las cargas, se hace uso de la fórmula de Bressler que utiliza un método de cargas inversas, logrando determinar cuál es la carga resistente en función del acero propuesto en la columna y las cargas actuantes.

Fórmula de Bressler:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} + \frac{1}{P'_o}}$$

Resumen de datos:

$$P_{UT}=108800.52 \text{ kg}$$

$$M_{dx}=18314.68 \text{ kg-m}$$

$$M_{dy}=20902.14 \text{ kg-m}$$

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

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

$$r=6 \text{ cm}$$

- Cálculo de acero mínimo y máximo

Lo estipulado en el código de diseño estructural ACI 318-14 en su sección 18.7.4.1, es que para columnas el valor de acero requerido no debe ser menos que 1%

Ag, y no debe exceder de 6% Ag, para zonas con alto índice de sismicidad, el acero requerido no debe salir de estos parámetros debido a que, si se utiliza un porcentaje menor al 1%, se genera una falla por flexión, y si se excede del 6%, se genera una falla por poca ductilidad.

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.01 (50 * 50) = 25 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{s_{\max}} = 0.06 (50 * 50) = 150 \text{ cm}^2$$

Propuesta de acero longitudinal:

Se propone un armado de 4 No. 7 equivalente a 15.52 cm² y 8 No.6 equivalente a 22.80 cm², haciendo un total de 38.32 cm², generando un 1.53% Ag.

Para verificar que la columna resiste los esfuerzos por cargas axiales, se debe cumplir con la siguiente condición:

La carga axial resistente generado por la sección de la columna y el refuerzo longitudinal debe ser mayor a la carga última actuante sobre el elemento $P'u > P_u$, si se cumple la condición se garantiza que la columna es resistente.

Para desarrollar el método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas, utilizando los siguientes valores:

- Valores de la curva:

$$\rho_{\mu} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * A_g}$$

$$\rho_{\mu} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * A_g} = \frac{38.32 * 2810}{0.85 * 210 * 2500} = 0.241$$

- Valor de la gráfica:

Para saber qué diagrama de interacción se utilizará, se debe calcular el valor de γ de la siguiente forma:

$$\gamma_{x,y} = \frac{b-(2*r)}{h} = \frac{50-(2*6)}{50} = 0.76$$

Donde:

- $\gamma_{x,y}$ factor de longitud efectiva
- b,h longitud de la columna
- $P'u$ carga última axial resistente
- P_u carga última axial actuante

- Cálculo de excentricidades

$$E_x = \frac{M_{dx}}{P_{UT}} = \frac{18314.68}{108800.52} = 0.168$$

$$E_y = \frac{M_{dy}}{P_{UT}} = \frac{20902.14}{108800.52} = 0.192$$

- Cálculo de parámetros independientes

Conociendo las excentricidades en X y Y, se calcula el valor de las diagonales de la siguiente forma:

Diagonales en X:

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.168}{0.50} = 0.34$$

Diagonales en Y:

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.192}{0.50} = 0.38$$

Con los valores obtenidos anteriormente, es posible determinar los factores K_x y K_y , haciendo uso de los diagramas de interacción adimensionales, detallados en el

Apéndice C, del libro de aspectos fundamentales de concreto reforzado del doctor Gonzales Cuevas, calculado de la siguiente forma:

$$\frac{d}{h} = \frac{h-r}{h} = \frac{0.50-0.06}{0.50} = \frac{0.44}{0.50} = 0.88$$

Con el valor anterior de 0.88 se puede identificar la gráfica a utilizar para encontrar los factores de K_x y K_y .

$$\frac{e_x}{h_x} = 0.35$$

$$\frac{e_y}{h_y} = 0.39$$

Del valor anterior se puede identificar las líneas inclinadas, las cuales harán intersección con las curvas de cuantía de acero real.

$$\rho_{\mu} = 0.241$$

Con los datos anteriores se puede identificar los valores de los coeficientes K_x y K_y .

Valores de los coeficientes del diagrama de interacción.

$$K'_x = 0.45$$

$$K'_y = 0.37$$

Se procede a calcular las cargas resistentes de la columna con las excentricidades haciendo uso de las siguientes fórmulas:

$$P'_x = K'_x * f'_c * A_g = 0.45 * 210 * 2500 = 236250 \text{ kg}$$

$$P'_y = K'_y * f'_c * A_g = 0.37 * 210 * 2500 = 194250 \text{ kg}$$

Cálculo de carga última que resiste la columna sin excentricidad, esto es carga axial pura, calculado con la siguiente fórmula:

$$P'_o = \phi [(0.85 * f'_c * (A_g - A_s)) + (f_y * A_s)]$$

$$P'o=0.70[(0.85*210*(2500-38.32))+(2810*38.32)]=382962.36 \text{ kg}$$

Aplicando la fórmula de Bresler:

Donde:

$P'u$ carga última con flexión biaxial (e_x y e_y), que resistirá la columna.

$P'x$ carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x .

$P'y$ carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y .

$P'o$ carga que soporta cuando está sometida a carga axial pura.

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{252000} + \frac{1}{194250} - \frac{1}{382962.36}} = 147719.50 \text{ kg}$$

Determinando el valor del P_u con un ángulo de falla 0.75.

$$P_{UT} = \frac{108800.52}{0.75} = 144001.09 \text{ kg}$$

Como $P'u > P_u$

$$147719.50 \text{ kg} \geq 144001.09 \text{ kg}$$

El valor de $P'u$ debe ser mayor o igual que el valor P_u , para que la propuesta de acero sea la correcta, en caso contrario, se debe cambiar sección o aumentar el área de acero hasta que cumpla.

- Acero transversal (estribos)

El refuerzo transversal es fundamental para contrarrestar los esfuerzos cortantes en la columna, existen lineamientos para confinar la estructura. El código ACI 318-14, en su sección 18.7.5.1 describe que el refuerzo transversal debe suministrarse en donde

pueda ocurrir fluencia por flexión, como resultado de desplazamientos del pórtico al ser sometido a esfuerzos laterales.

El código de diseño estructural presenta diferentes limitaciones para el refuerzo transversal, lo cual la longitud (L_o) no debe ser menor que la mayor de las siguientes expresiones.

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- Un sexto de la luz libre del elemento
- 450 mm
- Verificando la resistencia a corte del concreto de la sección de la columna:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

0.53	Constante
ϕ	Factor de reducción de resistencia
f'_c	Resistencia del concreto
b	Base de la columna
d	Peralte efectivo de la columna

$$V_R = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.75 * 0.53 * \left(1 + \frac{108800.82}{140 * 2500} \right) * \lambda * \sqrt{210} * 50 * 44 = 16612.14 \text{ kg}$$

El cortante que actúa en elemento, se considera el máximo del análisis del marco “B”, extraído del programa de diseño Etabs y se tiene como dato el siguiente:

$$V_U = 13504.16 \text{ kg}$$

$$V_R \geq V_U$$

$$16612.14 \text{ kg} \geq 13504.16 \text{ kg}$$

Según la condición anterior, el refuerzo resistente del concreto es mayor que el esfuerzo cortante actuante.

Si $V_R > V_U$ se colocan estribos a $S = d/2$

Si $V_R \leq V_U$ se diseñan los estribos por corte.

Se diseñan los estribos por corte, para ambas opciones considerar que la varilla mínima permitida es la No. 3. Según el ACI 318-14 en su sección 21.5.3.4.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{46}{2} = 23 \text{ cm}$$

Según los cálculos anteriores, se puede observar que el espaciamiento máximo es de 23 cm respectivamente.

Según el ACI 318-14 en la sección 21.6.4.5 requiere, en zonas no confinadas medido centro a centro, que no exceda al menor de seis veces el diámetro de barras longitudinales o 150 mm.

De lo anterior se determina que para espacios no confinados, la separación S será de 15 cm respectivamente.

Estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o .

Del cálculo del cortante actuante y cortante resistente, se deduce que no se necesita estribos confinados, pero se realiza por lo especificado según el ACI 318-14 en su sección 18.4.3.3.

La separación del refuerzo transversal (S_o) en la zona de confinamiento no debe exceder, según lo propuesto por el ACI 318-14 en su sección 18.7.5.3.

La cuarta parte de la dimensión mínima de la columna.

8 veces el diámetro de la barra longitudinal.

24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50mm de la cara del elemento de apoyo.

$$\frac{50}{4}=12.5 \text{ cm}$$

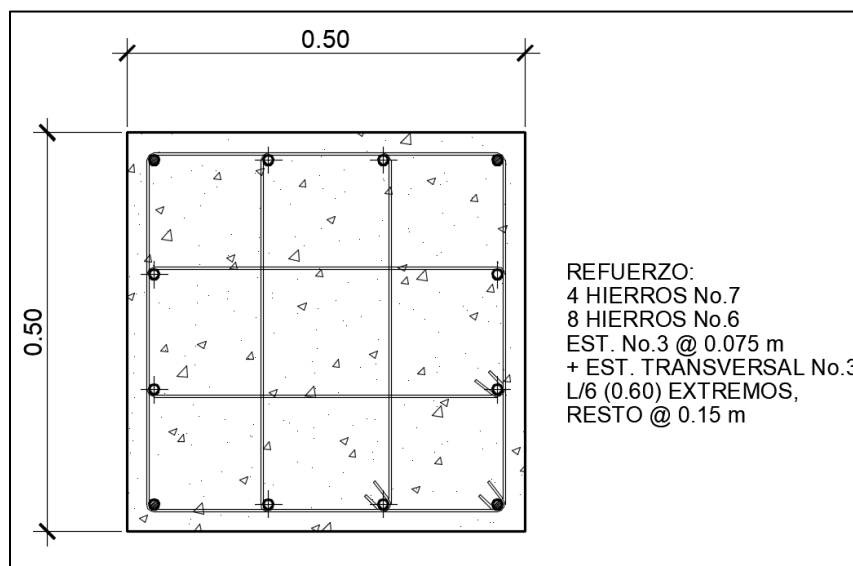
$$8*(2.2225)=17.78 \text{ cm}$$

$$24*(0.9525)=22.86 \text{ cm}$$

Por lo cual se colocarán estribos cerrados No.3 a cada 7.5 cm en la longitud de confinamiento por cada extremo de la columna, el resto a cada 15 cm. La longitud de confinamiento (l_o) será de 0.60 m.

Figura 36.

Detalle de armado de columna C-1



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.23. Diseño de Nodo

En el diseño de nodo se realiza para verificar la resistencia de cortante de la unión viga-columna, debido a las solicitaciones de la estructura de pórticos. A continuación, se detalla el cálculo con los datos obtenidos del diseño de viga y columna.

$$b_{V-1}=0.35 \text{ m}$$

$$h_{V-1}=0.70 \text{ m}$$

$$L_{V-1}=5 \text{ m}$$

Donde

b_{V-1} base de la viga

h_{V-1} altura de la viga

L_{V-1} longitud de viga

Se calcula la altura efectiva de la viga, el diámetro de la varilla a utilizar es de 3/4 ".

$$d=h_{V-1}-\left(r+\frac{D_{var}}{2}\right)$$

Donde:

d_{V-1} peralte efectivo de la viga

h_{V-1} altura de la viga

r recubrimiento de varilla

D_{var} diámetro de la varilla

$$d=h-\left(r+\frac{D_{var}}{2}\right)=70-\left(6+\frac{\left(\frac{3}{4}\right)*2.54}{2}\right)=63.05 \text{ cm}$$

datos de la columna y altura de los pisos:

$$b_{C-1}=0.50 \text{ m}$$

$$h_{C-1}=0.50 \text{ m}$$

$$h_{\text{Nivel-1}}=5 \text{ m}$$

$$h_{\text{Nivel-2}}=3.40 \text{ m}$$

Donde

b_{C-1} base de la columna

h_{C-1} altura de la columna

h_{Nivel} altura de piso

- Peralte efectivo de la columna

$$d=h_{C-1}-\text{rec}$$

Donde

h_{C-1} altura de la columna

rec recubrimiento de la varilla

$$d = 50-4 = 46 \text{ cm}$$

- Cálculo de Cortantes Hiperestáticos V_p

El cálculo de los cortantes hiperestáticos se realiza con respecto a la formación de rótulas plásticas en los extremos de la columna, el procedimiento se realiza en sentido antihorario.

Columna Superior:

$$V_{h_anH_sup} = \frac{M_{prAnH}N2 + M_{prAnH}N1}{h_{\text{Nivel-1}}}$$

Donde:

$V_{h_anH_sup}$ cortante hiperestático antihorario

$M_{prAnH}N2$ momento probable antihorario en la dirección "A" del nodo 2

$M_{prAnH}N1$ momento probable antihorario en la dirección "A" del nodo 1

$$V_{h_anH_sup} = \frac{32963.73 + 32963.73}{5} = 13185.50 \text{ kg}$$

Columna inferior:

$$V_{h_anH_inf} = \frac{M_{prAnH}N2 + M_{prAnH}N1}{h_{Nivel-2}}$$

Donde:

$V_{h_anH_inf}$ cortante hiperestático antihorario

$M_{prAnH}N2$ momento probable antihorario en la dirección "A" del nodo 2

$M_{prAnH}N1$ momento probable antihorario en la dirección "A" del nodo 1

$$V_{h_anH_sup} = \frac{32963.73 + 32963.73}{3.40} = 19390.43 \text{ kg}$$

Momento probable horario de la viga 1 en dirección A de la columna en el nodo

$$a = \frac{A_{sV1} * 1.25 * f_y}{0.85 * f_c * b_{V-1}}$$

Donde:

a altura de bloque equivalente de esfuerzos a compresión de la viga

A_{sV1} área de acero de refuerzo a tracción de la viga

$$a = \frac{11.40 * 1.25 * 2810}{0.85 * 210 * 35} = 6.41 \text{ cm}$$

Momento Probable en la V-1

$$M_{prV1} = A_{sV1} * 1.25 * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{prV1} = 11.40 * 1.25 * 2810 * \left(63.05 - \frac{6.41}{2} \right) = 23962.56 \text{ kg*m}$$

Resultante a tracción en el As de la Viga 1

$$T_{V1} = A_{sV1} * 1.25 * f_y$$

$$T_{V1}=11.40*1.25*2810 = 40042.50 \text{ kg}$$

Resultante a compresión en el As de la Viga 1

As_{V1_sup} área de acero de refuerzo a compresión Viga 1=14.25 cm²

$$C_{V1}=As_{V1_sup} *1.25*fy$$

$$C_{V1}=14.25*1.25*2810 = 50053.13 \text{ kg}$$

Momento probable horario de la viga 2 en dirección A de la columna en el nodo

$$a_2 = \frac{As_{V1} * 1.25 * fy}{0.85 * f_c * b_{V-1}}$$

Donde:

a_2 altura de bloque equivalente de esfuerzos a compresión de la viga

As_{V2} área de acero de refuerzo a tracción de la viga

$$a_2 = \frac{11.40 * 1.25 * 2810}{0.85 * 210 * 35} = 6.41 \text{ cm}$$

Momento Probable V-1

$$M_{pr_{V2}} = As_{V2} * 1.25 * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr_{V2}} = 11.40 * 1.25 * 2810 * \left(63.05 - \frac{6.41}{2} \right) = 23962.56 \text{ kg*m}$$

Resultante a tracción en el As de la Viga 1

$$T_{V2} = As_{V1} * 1.25 * fy$$

$$T_{V2} = 14.25 * 1.25 * 2810 = 40042.50 \text{ kg}$$

Resultante a tracción en el As de la Viga 1

As_{V2_sup} área de acero de refuerzo a compresión Viga 1 = 14.25 cm²

$$C_{V2} = As_{V1_sup} * 1.25 * fy$$

$$C_{V2} = 11.40 * 1.25 * 2810 = 50053.13 \text{ kg}$$

Se procede a calcular la fuerza cortante en el nodo en la dirección del eje “A” de la columna con los momentos probables de la columna.

Sumatoria de la resultante de tracción y compresión (parte superior).

$$\sum \text{nodo_sup} = C_{V1} + T_{V1} = 40042.50 + 50053.13 = 90095.63 \text{ kg}$$

Sumatoria de la resultante de tracción y compresión (parte inferior).

$$\sum \text{nodo_inf} = C_{V2} + T_{V2} = 40042.50 + 50053.13 = 90095.63 \text{ kg}$$

Fuerza cortante con resultantes superiores del nodo.

$$V_{ac1_sup} = C_{V1} + T_{V2} - V_{h_anH_sup}$$

$$V_{ac1_sup} = 50053.13 + 40042.50 - 13185.50 = 76910.13 \text{ kg}$$

Fuerza cortante con resultantes inferiores del nodo.

$$V_{ac1_inf} = C_{V2} + T_{V1} - V_{h_anH_inf}$$

$$V_{ac1_sup} = 41693.38 + 40042.50 - 19390.43 = 70705.20 \text{ kg}$$

Fuerza cortante en el nodo en la dirección del eje Local “A” de la columna con corte de los momentos probables de las vigas.

Momento probable total horario de las vigas en dirección “A” de la columna, en el nodo 2.

$$M_{prH2V} = M_{pr_{V1}} + M_{pr_{V2}}$$

$$M_{prH2V} = 25144.82 + 25144.82 = 47925.12 \text{ kg*m}$$

- Cortante hiperestático horario en dirección del eje local “A” de la columna

$$V_{H_V1} = \frac{M_{pr_{V1}}}{h_{\text{Nivel-1}}}$$

$$V_{H_V1} = \frac{25144.82}{5} = 9585.02 \text{ kg}$$

$$V_{H_V1} = \frac{Mpr_{V2}}{h_{Nivel-2}}$$

$$V_{H_V2} = \frac{25144.82}{3.40} = 14095.62 \text{ kg}$$

- Fuerza cortante con resultantes superiores del nodo.

$$V_{2sup} = C_{V1} + T_{V2} - V_{H_V1}$$

$$V_{2sup} = 41693.38 + 40042.50 - 10057.93 = 80510.60 \text{ kg}$$

- Fuerza cortante con resultantes inferiores del nodo.

$$V_{2sup} = C_{V2} + T_{V1} - V_{H_V2}$$

$$V_{2sup} = 41693.38 + 40042.50 - 14791.07 = 76000.00 \text{ kg}$$

Área efectiva de nodo.

$$A_{nodo} = b_{C-1} * h_{C-1}$$

$$A_{nodo} = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante resistente del nodo confinado en las 4 caras.

Donde:

Φ Factor de reducción de resistencia=0.85

$$V_{C4caras} = \Phi * 5.3 * \sqrt{f_c} * A_{nodo}$$

$$V_{C4caras} = 0.85 * 5.3 * \sqrt{210} * 2500 = 163209.13$$

Fuerza cortante resistente del nodo confinado en 3 caras o en 2 caras opuestas.

$$V_{C2o3caras} = \Phi * 4 * \sqrt{f_c} * A_{nodo}$$

$$V_{C2o3caras} = 0.85 * 4 * \sqrt{210} * 2500 = 123176.71$$

Fuerza cortante resistente del nodo confinado para otros casos.

$$V_{Cotros} = \Phi * 3.2 * \sqrt{f_c} * A_{nodo}$$

$$V_{Cotros} = 0.85 * 3.2 * \sqrt{210} * 2500 = 98541.36$$

Los cortantes resistentes calculados para los diferentes casos, son mayores que los cortantes debido a las solicitaciones de la estructura, con esto se cumple que la verificación de diseño es la correcta.

3.24. Diseño de Zapata Aislada

Las zapatas son elementos que transmiten las cargas de la estructura hacia un suelo de fundación.

Para el diseño se presentan los siguientes datos.

$$a_{col}=50 \text{ cm}$$

$$b_{col}=50 \text{ cm}$$

$$D_f=2.00 \text{ m}$$

$$Y_{concreto}=2400 \text{ kg/ m}^3$$

$$Y_{suelo}=1820 \text{ kg/ m}^3$$

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

$$f'c=2810 \text{ kg/ cm}^2$$

$$Q_{admisible}= 0.904 \text{ kg/cm}^2$$

Cargas axiales y momentos por carga viva y muerta.

$$P_{CV}=30951.96 \text{ kg}$$

$$P_{CM}=57240.54 \text{ kg}$$

$$M_{CV_X}=68.98 \text{ kg-m}$$

$$M_{CV_Y}=22.51 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM_X}=-5.49 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM_Y}=-36.77 \text{ kg-m}$$

Cargas axiales y momentos por carga sísmica en "x".

$$P_{\text{sismo}_x}=1652.70 \text{ kg}$$

$$M_{\text{simo}_xy}=-18066.78 \text{ kg-m}$$

Cargas axiales y momentos por carga sísmica en “y”.

$$P_{\text{sismo}_y}=-1037.91 \text{ kg}$$

$$M_{\text{simo}_yx}=16395.62 \text{ kg-m}$$

Para determinar los lados de la zapata se calcula la carga puntal, porque si se conoce la fuerza y es esfuerzo del suelo, se puede emplear la fórmula que relaciona la fuerza y el área.

$$B = \sqrt{\frac{P_{\text{total}}}{Q_{\text{admisible}}}}$$

Donde:

B representa el lado de la zapata m

P_{total} carga total axial kg

$Q_{\text{admisible}}$ capacidad admisible del suelo ton/ m²

$$P_{\text{total}}=P_{\text{CV}}+P_{\text{CM}}+P_{\text{sismo}_x}+P_{\text{sismo}_y}=30951.96+57240.54 +1652.70+(-1037.91)=88807.29 \text{ kg}$$

$$P_{\text{total}}=88.81 \text{ ton}$$

$$B = \sqrt{\frac{88.81}{9.04}}=3.13\text{m}$$

En base a lo anterior se propone una sección de la zapata, se propone de 3.50m*3.50m.

Se calcula la inercia y el radio de giro.

$$I_x = \frac{A \cdot B^3}{12} = \frac{3.50 \cdot 3.50^3}{12} = 12.51 \text{ m}^3$$

$$I_y = \frac{A \cdot B^3}{12} = \frac{3.50 \cdot 3.50^3}{12} = 12.51 \text{ m}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A \cdot B}} = 1.01 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A \cdot B}} = 1.01 \text{ m}$$

Los momentos en las zapatas provocan excentricidad que se calcula de la siguiente forma:

Cargas de servicio por gravedad (carga viva y carga muerta):

$$P_{\text{servicio}} = P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} = 57240.54 + 30951.96 = 88192.50 \text{ kg}$$

$$e_x = \frac{M_{\text{CV}_X} + M_{\text{CM}_X}}{P_{\text{servicio}}} = \frac{68.98 + (-5.49)}{88192.50} = 0.00084 \text{ m} = 0.084 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{\text{CV}_Y} + M_{\text{CM}_Y}}{P_{\text{servicio}}} = \frac{22.51 + (-36.77)}{88192.50} = 0.00036 \text{ m} = 0.036 \text{ cm}$$

La zapata está sometida a presiones ejercidas por las cargas. Estas presiones representan esfuerzos en diferentes puntos, divididos en los cuadrantes,

a continuación, se realiza el cálculo para el punto más crítico en la zapata.

$$\sigma_{x,y_{\text{servicio}}} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{x * e_x}{r_x^2} + \frac{y * e_y}{r_y^2} \right)$$

Donde:

$\sigma_{x,y_{\text{servicio}}}$	esfuerzo de por servicio	ton/ m ²
P_{servicio}	carga de servicio	ton
A_{zapata}	área de zapata	m ²
x, y	coordenadas en x, y	m

$$\sigma_{x,y_{servicio}} = \frac{P_{servicio}}{A_{zapata}} * \left(1 + \frac{x * e_x}{r_x^2} + \frac{y * e_y}{r_y^2} \right) = \frac{88.19}{12.50} * \left(1 + \frac{1.75 * (-0.00084)}{1.01^2} + \frac{1.75 * (0.00036)}{1.01^2} \right)$$

$$= 7.21 \text{ ton/ m}^2$$

Excentricidad por cargas y sismo en "X"

$$P_{servicio_sx} = P_{CM} + P_{CV} + P_{sismo_x} = 57240.54 + 30951.96 + (1652.70) = 89845.20 \text{ kg}$$

$$e_x = \frac{M_{CV_X} + M_{CM_X} + M_{simo_xy}}{P_{servicio_sismo}} = \frac{68.98 + (-5.49) + (-12019.64)}{89845.20} = -0.20 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{CV_Y} + M_{CM_Y} + M_{simo_xx}}{P_{servicio_sismo}} = \frac{22.51 + (-36.77)}{89845.20} = 0.00036 \text{ m}$$

Esfuerzo por cargas de servicio y sismo en "X".

$$\sigma_{x,y_{servicio}} = \frac{P_{servicio_sx}}{A_{zapata}} * \left(1 + \frac{x * e_x}{r_x^2} + \frac{y * e_y}{r_y^2} \right)$$

Donde:

$\sigma_{x,y_{servicio}}$ esfuerzo por servicio ton/ m²

$P_{servicio_sx}$ carga de servicio y sismo ton

A_{zapata} área de zapata m²

x,y coordenadas en x, y m

$$\sigma_{x,y_{servicio}} = \frac{P_{servicio}}{A_{zapata}} * \left(1 + \frac{x * e_x}{r_x^2} + \frac{y * e_y}{r_y^2} \right) = \frac{89.85}{12.50} * \left(1 + \frac{-1.75 * (-0.20)}{1.01^2} + \frac{-1.75 * (0.00036)}{1.01^2} \right)$$

$$= 9.86 \text{ ton/ m}^2$$

Excentricidad por cargas y sismo en "Y"

$$P_{servicio_sy} = P_{CM} + P_{CV} + P_{sismo_sy} = 57240.54 + 30951.96 - 1037.91 = 87154.59 \text{ kg}$$

$$e_x = \frac{M_{CV_X} + M_{CM_X} + M_{simo_yy}}{P_{servicio}} = \frac{68.98 + (-5.49)}{83977.43} = 0.00085 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{CV_Y} + M_{CM_Y} + M_{simo_yx}}{P_{servicio}} = \frac{22.51 + (-36.77) + 16395.62}{83977.43} = 0.19 \text{ m}$$

Esfuerzo por cargas de servicio y sismo en "Y".

$$\sigma_{x,y_{servicio}} = \frac{P_{servicio_sy}}{A_{zapata}} * \left(1 + \frac{x * e_x}{r_x^2} + \frac{y * e_y}{r_y^2} \right)$$

Donde:

$P_{servicio_sy}$ esfuerzo por servicio ton/ m²

$P_{servicio_sy}$ carga de servicio y sismo ton

A_{zapata} área de zapata m²

x,y coordenadas en x, y m

$$\sigma_{x,y_{servicio}} = \frac{P_{servicio}}{A_{zapata}} * \left(1 + \frac{x * e_x}{r_x^2} + \frac{y * e_y}{r_y^2} \right) = \frac{84.00}{12.50} * \left(1 + \frac{1.75 * (0.00085)}{1.01^2} + \frac{1.75 * (0.1885)}{1.01^2} \right)$$

$$= 9.42 \text{ ton/ m}^2$$

Se realiza el chequeo de excentricidades para que cumpla con la siguiente condición:

$$e_x \leq \frac{A}{6}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6}$$

Se toma la excentricidad mayor. En el caso de: e_x , se da en la carga con sismo en "x" igual a -0.20 m. Para e_y , se da en la carga con sismo "y" igual a 0.19 m.

$$e_x \leq \frac{A}{6} = 0.20 \leq \frac{3.5}{6} = 0.20 \leq 0.58 \text{ cumple}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} = 0.19 \leq \frac{3.5}{6} = 0.19 \leq 0.58 \text{ cumple}$$

Se calcula los esfuerzos mínimos de acuerdo con la ecuación 3.36, del libro de fundamentos de ingeniería de cimentaciones.

$$\sigma_{\text{mín}_x,y} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{A,B} \right)$$

$$\sigma_{\text{máx}_x,y} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{A,B} \right)$$

Esfuerzo mínimo en “X”.

$$\sigma_{\text{mín}_x} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{A,B} \right) = \frac{89.85}{12.25} * \left(1 - \frac{6 * 0.20}{3.50} \right) = 4.82 \text{ ton/ m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}_x} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{A,B} \right) = \frac{89.85}{12.25} * \left(1 + \frac{6 * 0.20}{3.50} \right) = 9.85 \text{ ton/ m}^2$$

Esfuerzo máximo en “Y”.

$$\sigma_{\text{mín}_y} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{A,B} \right) = \frac{89.85}{12.25} * \left(1 - \frac{6 * 0.19}{3.50} \right) = 4.96 \text{ ton/ m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}_y} = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{zapata}}} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{A,B} \right) = \frac{89.85}{12.25} * \left(1 + \frac{6 * 0.19}{3.50} \right) = 9.70 \text{ ton/ m}^2$$

En el esfuerzo último se aplica un factor de seguridad de y se toma el máximo de los valores anteriores.

$$\sigma_{\text{último}_1} = 1.50 * 9.85 = 14.78 \text{ ton/ m}^2$$

- Cortante en una dirección

El cortante producto de las cargas solicitantes, se produce a una distancia “d” de la cara de apoyo (columna) por la reacción de los esfuerzos del suelo hacia la zapata.

Datos:

$$a_{\text{col}} = 50 \text{ cm}$$

$$b_{\text{col}} = 50 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$r_{\text{libre}} = 7.50 \text{ cm}$$

$$N_{\text{var}} = \#7$$

$$\phi_{\text{var}} = 2.23 \text{ cm}$$

Cálculo de peralte efectivo

$$r = r_{\text{libre}} + \left(\frac{\phi_{\text{var}}}{2} \right) = 7.5 + \frac{2.22}{2} = 8.61 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 45 - 8.61 = 36.39$$

Cortante último del concreto

$$V_{u1} = \left(\frac{A}{2} - \frac{a_{\text{col}}}{2} - d \right) * B * \sigma_{\text{último}_1} = \left(\frac{3.50}{2} - \frac{0.50}{2} - 0.3639 \right) * 3.50 * 14.78 = 58.76 \text{ ton}$$

El cortante en una dirección que proporciona el concreto se calcula de acuerdo con el numeral 22.5.5.1 del ACI 318-14.

$$V_{C1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * B * d$$

Donde:

V_{C1} cortante resistente de concreto, una dirección ton/ m²

λ factor de modificación del concreto ad

B base de la zapata m

d peralte efectivo m

$$V_{C1} = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * B * d = 0.53 * 1 * \sqrt{210 * 100} * 3.50 * 0.3139 = 84.38 \text{ ton}$$

El factor de modificación de resistencia $\phi = 0.75$, en base a lo indicado en la Tabla 21.2.1 del ACI 318-14.

Del numeral 9.5.1.1 de ACI 318-14, el diseño de cortante debe cumplir con el siguiente requerimiento: $\phi * V_n \geq V_u$

$$\phi * V_{C1} = 0.75 * 97.81 = 73.36 \text{ ton}$$

63.29 ≥ 54.25 cumple con el requisito

- Cortante dos direcciones

El cortante actuante producido por los esfuerzos del suelo es el promedio de los valores máximos del esfuerzo en sentido x,y. multiplicado por el factor de 1.50. $\sigma_{\text{último}}$

Es una falla que se ocasiona en forma cónica debido a las cargas de la columna hacia el suelo.

$$\sigma_x = \sigma_{\text{mín}_x} + \sigma_{\text{máx}_x} = 4.82 + 9.85 = 14.67 \text{ ton/ m}^2$$

$$\sigma_y = \sigma_{\text{mín}_y} + \sigma_{\text{máx}_y} = 4.96 + 9.70 = 14.67 \text{ ton/ m}^2$$

$$\sigma_{\text{último}_2d} = 1.50 * \max\left(\frac{\sigma_x, \sigma_y}{2}\right)$$

$$\sigma_{\text{último}_2d} = 1.50 * \frac{14.67}{2} = 11.00 \text{ ton/ m}^2$$

El área cortante: es el área de concreto que resiste los esfuerzos cortantes de la zapata.

$$A_{\text{cortante}} = A_{\text{zapata}} - (a_{\text{col}} + d) * (b_{\text{col}} + d) = 12.25 - (0.50 + 0.3639) * (0.50 + 0.3639)$$

$$A_{\text{cortante}} = 11.50 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{último}_2d} = 11.00 * 11.59 = 126.56 \text{ ton}$$

El perímetro de la sección crítica se calcula de la siguiente forma:

$$b_o = 2 * (a_{\text{col}} + d) + 2 * (b_{\text{col}} + d) = 2 * (0.50 + 0.3139) + 2 * (0.50 + 0.3139) = 3.46 \text{ m}$$

El cálculo del cortante nominal se realiza de acuerdo con las ecuaciones de la Tabla 22.6.5.2 del ACI 318-14.

El menor de:

$$V_{c2_1} = 1.10 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c2_2}=0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c2_3}=0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

V_{c2_1}	cortante resistente de concreto, dos direcciones	ton/ m ²
λ	factor de modificación del concreto	ad
β	relación lado largo/lado corto	ad
α_s	constante para calcular V_c en zapatas	ad
b_o	perímetro de la sección crítica	m
d	peralte efectivo	m

$$\beta = \frac{0.50}{0.50} = 1$$

En el numeral 22.6.5.3 de ACI 318-14 α_s es igual a 40 para columnas interiores.

$$V_{c2_1} = 1.10 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 1.10 \cdot 1 \cdot \sqrt{210 \cdot 100} \cdot 3.46 \cdot 0.3639 = 200.44 \text{ ton}$$

$$V_{c2_2} = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{210 \cdot 100} \cdot 3.46 \cdot 0.3639 = 289.73 \text{ ton}$$

$$V_{c2_3} = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{40 \cdot 0.3639}{3.46}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{210 \cdot 100} \cdot 3.46 \cdot 0.3639 = 305.64 \text{ ton}$$

El valor mínimo de la ecuación anterior es 163.12 ton, que será el cortante en dos direcciones.

$$V_{\text{concreto_2d}} = 2004.44 \text{ ton}$$

Demanda capacidad.

$$\frac{V_{\text{último2d}}}{\phi \cdot V_{\text{concreto_2d}}} = \frac{126.56}{0.75 \cdot 200.44} = 0.84$$

- Diseño de refuerzo de acero

El momento último de diseño se calcula con la siguiente expresión:

$$M_u = \left[B * \left(\frac{A - a_{col}}{2} \right) \right] * \left(\frac{A - a_{col}}{4} \right) * \sigma_{\text{último}_1}$$

$$M_u = \left[3.50 * \left(\frac{3.50 - 0.50}{2} \right) \right] * \left(\frac{3.50 - 0.50}{4} \right) * 14.78 = 58.19 \text{ ton-m}$$

El factor de reducción de resistencia para momento $\phi = 0.90$, de la Tabla 21.2.2 del ACI 318-14.

$$R = \frac{M_u}{\phi * B * d^2} = \frac{58.19}{0.90 * 3.50 * 0.3639^2} = 139.51 \text{ ton/ m}^2$$

La cuantía de acero se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}} \right) = \frac{0.85 * 210}{2810} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13.95}{0.85 * 210}} \right) = 0.0052$$

El acero requerido es:

$$A_{\text{requerido}} = \rho * B * d = 0.0052 * 350 * 36.39 = 66.23 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo se calcula con la fórmula del numeral 9.6.1.2 del ACI 318-14. El valor máximo es el resultado para el acero mínimo.

$$A_{\text{smín}_1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * B * d = \frac{0.80 * \sqrt{210}}{2810} * 350 * 36.39 = 52.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}_2} = \frac{14}{2810} * 350 * 36.39 = 63.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}} = 63.45 \text{ cm}^2$$

La cuantía máxima se calcula como:

$$\rho_{\text{máx}} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right)$$

Del numeral 21.2.2.2 de ACI 318-14 ϵ_{ty} , se puede tomar como: 0.002.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right) = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{2810} * \left(\frac{0.003}{0.002 + 0.006} \right) = 0.02$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * B * d = 0.02 * 350 * 36.39 = 254.73$$

El área de acero requerida se encuentra dentro del rango de mínimo y el máximo.

$$A_s = 66.23 \text{ cm}^2$$

varillas de acero de refuerzo:

La varilla propuesta es de: 3/4".

Área de la varilla.

$$A_{\text{var}} = \left[\frac{\pi}{4} * \left(\frac{3}{4} * 2.54 \right) \right] = 3.88 \text{ cm}^2$$

La cantidad de varillas es la razón entre el área de acero y el área de la varilla propuesta.

$$\# \text{ var} = \frac{A_s}{A_{\text{var}}} = \frac{66.23}{3.88} = 17.06 \approx 18 \text{ varillas}$$

La separación entre varillas es de:

$$S = \frac{B - 2 * r}{\text{cantidad_varillas}} = \frac{350 - 2 * 8.61}{18} = 18.50$$

Momento Resistente.

El momento resistente tiene que ser mayor al momento último de diseño:

$$M_{\text{resistente}} = \phi * \left(A_{s_total} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_total} * f_y}{1.70 * f'_c * B} \right) \right)$$

El factor de reducción de resistencia para momento $\phi = 0.90$, de la Tabla 21.2.2 del ACI 318-14.

$$A_{s_total} = 3.88 * 18 = 69.84$$

$$M_{\text{resistente}} = \phi * \left(A_{S_{\text{total}}} * f_y * \left(d - 1 \frac{A_{S_{\text{total}}} * f_y}{1.70 * f'_c * B} \right) \right) = M_{\text{resistente}}$$

$$= 0.90 * \left(69.84 * 2810 * \left(36.39 - \frac{69.84 * 2810}{1.70 * 210 * 350} \right) \right) = 61.49 \text{ ton*m}$$

$$M_{\text{resistente}} = 61.49 \text{ ton*m}$$

$$M_{\text{resistente}} > M_u$$

$$61.49 > 58.19$$

La propuesta de refuerzo de la zapata es de varillas No. 7 a cada 0.18 metros.

- Longitud de desarrollo

Es la longitud requerida que necesita una barra de refuerzo sometida a tracción para resistir los esfuerzos a tensión entre el acero y el concreto. Se calcula de acuerdo al numeral 25.4.2.3a. del ACI 318-14.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.50 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * \frac{\Psi_t * \Psi_e * \Psi_s}{2.50} \right) * d_b$$

Donde:

l_d	longitud de desarrollo	cm
λ	factor de modificación del concreto	ad
d_b	diámetro de la varilla	cm
Ψ_t	factor de ubicación del refuerzo	ad
Ψ_e	factor de revestimiento	ad
Ψ_s	tamaño del refuerzo	ad

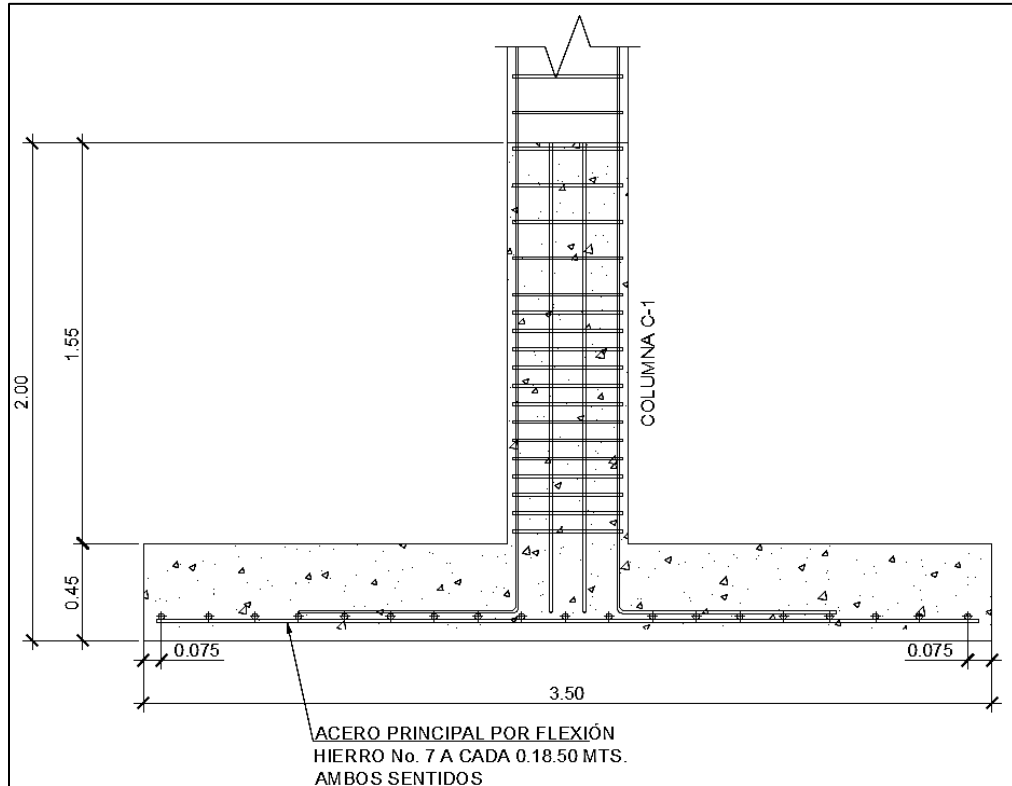
los factores Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s , están indicados en la Tabla 25.4.2.4 del ACI 318-14.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.50 * \lambda * \sqrt{f'_c}} * \frac{\Psi_t * \Psi_e * \Psi_s}{2.50} \right) * d_b = \left(\frac{2810}{3.50 * 1 * \sqrt{210}} * \frac{1 * 1 * 1}{2.50} \right) * 1.905 = 42.21 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo mínima es de 42.21 cm. La longitud total de la barra de refuerzo es de 342.5 cm. Se cumple con esta condición de transferencia de esfuerzos a lo largo de la sección de concreto.

Figura 37.

Detalle de armado de zapata Z-1



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.25. Diseño de Zapata Combinada

Para el diseño se presentan los siguientes datos.

- Dimensiones de columna y cargas solicitantes:

Ancho de columna 1 $a_{col1}=50$ cm

Altura de columna 1 $b_{col1}=50$ cm

Ancho de columna 2 $a_{col2}=50$ cm

Altura de columna 2 $b_{col2}=50$ cm

Carga muerta columna 1 $D_1=35442.80$ kg

Carga viva columna 1 $L_1=15531.37$ kg

Carga muerta columna 2 $D_2=58112.93$ kg

Carga viva columna 2 $L_2=32965.67$ kg

La carga puntual en la columna es la suma de la carga viva y carga muerta:

$$P_1=D_1+ L_1=35442.80 \text{ kg}+15531.37 \text{ kg}=50974.17 \text{ kg}$$

La carga puntual en la columna es la suma de la carga viva y carga muerta:

$$P_2=D_2+ L_2=58112.93 \text{ kg}+32965.67 \text{ kg}=91078.50 \text{ kg}$$

Resultante de cargas:

$$R=P_1+ P_2=50974.17 \text{ kg}+91078.50 \text{ kg}=142052.67$$

Carga última mayorada en columna 1.

$$Pu_1=1.20*D_1+ 1.60*L_1=1.20*35442.80 \text{ kg}+1.60*15531.37 \text{ kg}=67381.55 \text{ kg}$$

Carga última mayorada en columna 2.

$$Pu_2=1.20*D_2+ 1.60*L_2=1.20*58112.93 \text{ kg}+1.60*32965.67 \text{ kg}=122480.59 \text{ kg}$$

- Características de los materiales:

Resistencia del concreto 210 kg/cm²

Resistencia a la fluencia del acero 2810 kg/cm²

Peso específico del concreto 2400 kg/cm²

- Propiedades del suelo:

Capacidad admisible del suelo 9.04 ton/m²

Peso específico del suelo 1820 kg/m³

Recubrimiento de fundación 7.50 cm

- Cálculo de la capacidad soporte:

Peralte de la zapata	t=45 cm
Desplante de cimentación	D _f =1.60 m
Altura de relleno	h _r =1.15 m

- Presión efectiva del suelo.

$$q_e = q_a - t \cdot \gamma_{\text{concreto}} - h_r \cdot \gamma_{\text{suelo}}$$

Donde:

q _e	presión efectiva del suelo	ton/ m ²
q _a	capacidad admisible del suelo	kg
γ _{concreto}	peso específico del concreto	ton/ m ²
γ _{suelo}	peso específico del concreto	ton/ m ²

$$q_e = q_a - t \cdot \gamma_{\text{concreto}} - h_r \cdot \gamma_{\text{suelo}} = 9.04 - 0.45 \cdot 2.40 - 1.15 \cdot 1.82 = 5.87 \text{ ton/m}^3$$

- Cálculo de peralte efectivo:

$$d = t - r$$

Donde:

d	peralte efectivo	cm
t	peralte de la zapata	cm
r	recubrimiento de varilla	cm

$$r = r_{\text{libre}} + \frac{1}{2} \cdot \phi_{\text{var}} = 7.50 + \frac{1}{2} \cdot (2.22) = 8.61 \text{ cm}$$

$$d = t - r = 45 - 8.61 = 31.39 \text{ cm}$$

Localización del centro de gravedad de las cargas de las columnas: se realiza una sumatoria de momentos a partir de la carga puntual de la columna esquinera.

$$-P_1 * x + P_2 * (x_2 - x) = 0$$

Despejando para "x"

$$x_1 = \frac{a_{col1}}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$x_2 = 5.25 \text{ m}$, longitud entre ejes de las columnas.

$$x = \frac{P_2 * x_2}{(P_1 + P_2)} = \frac{91078.50 * 5.25}{(50974.17 + 91078.50)} = 3.37 \text{ m}$$

Se calcula la longitud propuesta para la zapata.

$L = 2 * (x_1 + x) = 2 * (0.25 + 3.37) = 7.24 \text{ m}$, se propone utilizar una longitud de zapata de 7.00 m.

Se conoce la presión ejercida por el suelo, la carga puntual total como un resultante y la longitud de la zapata, se procede a calcular la base del elemento.

$$\sigma = \frac{R}{(L * B)}$$

$$B = \frac{R}{(L * q_e)} = \frac{142052.67}{7.00 * 5.87 * 1000} = 3.46 \text{ m}$$

Se propone dimensiones de 7.00m*3.50m.

$$\sigma = \frac{R}{(L * B)} = \frac{142052.67}{(7.00 * 3.50)} = 5798.07 \text{ kg/m}^2 = 5.80 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo del suelo es mayor al esfuerzo por las cargas de servicio, esto significa que la capacidad portante del suelo es lo suficiente para resistir los esfuerzos de las cargas del edificio.

Esfuerzo último mayorado:

$$q_u = \frac{1.20 * (D_1 + D_2) + 1.60 * (L_1 + L_2)}{B * L}$$

$$\frac{1.20*(35442.80+58112.93)+1.60*(15531.37+32965.67)}{3.50*7.00}=7749.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_u=7.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Carga distribuida linealmente por unidad de longitud:

$$Q=q_u * B=7.75*3.50=27.13 \text{ ton/m}$$

El cortante actuante debido a las cargas se calcula con la siguiente expresión:

$$\sum F_y=0$$

$$-Pu_1+Q*(x+x_1)+V=0$$

Se toma $x=5.25\text{m}$ porque es la distancia que genera el mayor cortante.

$$V=Pu_1-Q*(x+x_1)=67.38-27.13*(5.25+0.25)=-81.84 \text{ ton}$$

Momento para cama superior se calcula con la siguiente expresión:

$$\sum M=0$$

$$-Q*(x+x_1)*\frac{(x+x_1)}{2}+Pu_1*x+M_{(-)}=0$$

$$M_{(-)}=Q*\frac{(x+x_1)^2}{2}-Pu_1*x$$

La distancia a la que se encuentra el momento máximo negativo es:

$$x=\frac{Pu_1-Q*x_1}{Q}=\frac{67.38-27.13*0.25}{27.13}=2.23 \text{ m}$$

$$M_{(-)}=Q*\frac{(x+x_1)^2}{2}-Pu_1*x=27.13*\frac{(2.24+0.25)^2}{2}-67.38*2.24=-66.82 \text{ ton*m}$$

La distancia a la que se encuentra el momento máximo positivo es igual a: x_2 .

Momento para cama inferior se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{(+)}=Q*\frac{(x+x_1)^2}{2}-Pu_1*x=27.13*\frac{(5.25+0.25)^2}{2}-67.38*5.25=56.60 \text{ ton*m}$$

- Cortante en dos direcciones en columna exterior.

Perímetro de corte:

$$b_0 = \left(a_{col1} + \frac{d}{2} \right) + 2 * (b_{col1} + d) = \left(0.50 + \frac{0.3139}{2} \right) + 2 * (0.50 + 0.3139) = 2.28 \text{ m}$$

$$A_{cortante} = b_0 * d = 2.28 * 0.3139 = 0.72 \text{ m}^2$$

Cortante actuante en dos direcciones:

$$V_{U_2} = P u_1 -$$

$$q_u * \left(a_{col1} + \frac{d}{2} \right) * (b_{col1} + d) = 67.38 - 7.75 * \left(0.50 + \frac{0.3139}{2} \right) * (0.50 + 0.3139) = 63.24 \text{ ton}$$

El cálculo del cortante nominal se realiza de acuerdo con las ecuaciones de la Tabla 22.6.5.2 del ACI 318-14.

El menor de:

$$V_{c2_1} = 1.10 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c2_2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c2_3} = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s}{b_o} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

V_{c2_1}	cortante resistente de concreto, dos direcciones	ton/ m ²
λ	factor de modificación del concreto	ad
β	relación lado largo/lado corto	ad
α_s	constante para calcular V_c en zapatas	ad
b_o	perímetro de la sección crítica	m
d	peralte efectivo	m

$$\beta = \frac{0.50}{0.50} = 1$$

En el numeral 22.6.5.3 de ACI 318-14 α_s es igual a 30 para columnas de borde.

$$V_{c2_1} = 1.10 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d = 1.10 * 1 * \sqrt{210 * 100} * 2.28 * 0.3139 = 114.08 \text{ ton}$$

$$V_{c2_2} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{210 * 100} * 2.28 * 0.3139 = 164.90 \text{ ton}$$

$$V_{c2_3} = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.27 * \left(2 + \frac{30 * 0.3139}{2.28}\right) * 1 * \sqrt{210 * 100} * 2.28 * 0.3139 = 171.66 \text{ ton}$$

El valor mínimo de la ecuación anterior es 114.08 ton, que será el cortante en dos direcciones.

$$V_{\text{concreto_2d}} = 114.08 \text{ ton}$$

Demanda capacidad

$$\frac{V_{\text{ultimo2d}}}{\phi * V_{\text{concreto_2d}}} = \frac{63.24}{0.75 * 114.08} = 0.74$$

- Cortante en dos direcciones en columna interior.

Perímetro de corte:

$$b_0 = 2 * (a_{\text{col1}} + d) + 2 * (b_{\text{col1}} + d) = (0.50 + 0.3139) * 2 + (0.50 + 0.3139) * 2 = 3.26 \text{ m}$$

$$A_{\text{cortante}} = b_0 * d = 3.26 * 0.3139 = 1.02 \text{ m}^2$$

Cortante actuante en dos direcciones:

$$V_{U_2} = P_{u2} - q_u * (a_{\text{col1}} + d) * (b_{\text{col1}} + d) = 122.48 - 7.75 * (0.50 + 0.3139)^2 = 117.35 \text{ ton}$$

El cálculo del cortante nominal se realiza de acuerdo con las ecuaciones de la Tabla 22.6.5.2 del ACI 318-14.

El menor de:

$$V_{c2_1} = 1.10 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c2_2}=0.53* \left(1+\frac{2}{\beta}\right)*\lambda*\sqrt{f'c}*b_o*d$$

$$V_{c2_3}=0.27*\left(2+\frac{\alpha_s}{b_o}\right)*\lambda*\sqrt{f'c}*b_o*d$$

Donde:

V_{c2_1}	cortante resistente de concreto, dos direcciones	ton/ m ²
λ	factor de modificación del concreto	ad
β	relación lado largo/lado corto	ad
α_s	constante para calcular V_c en zapatas	ad
b_o	perímetro de la sección crítica	m
d	peralte efectivo	m

$$\beta=\frac{0.50}{0.50}=1$$

En el numeral 22.6.5.3 de ACI 318-14 α_s es igual a 40 para columnas interiores.

$$V_{c2_1}=1.10*\lambda*\sqrt{f'c}*b_o*d=1.10*1*\sqrt{210*100}*3.26*0.3139=163.12 \text{ ton}$$

$$V_{c2_2}=0.53*\left(1+\frac{2}{\beta}\right)*\lambda*\sqrt{f'c}*b_o*d=0.53*\left(1+\frac{2}{1}\right)*1*\sqrt{210*100}*3.26*0.3139=235.78 \text{ ton}$$

$$V_{c2_3}=0.27*\left(2+\frac{\alpha_s*d}{b_o}\right)*\lambda*\sqrt{f'c}*b_o*d=0.27*\left(2+\frac{40*0.3139}{3.26}\right)*1*\sqrt{210*100}*3.26*0.3139=234.28 \text{ ton}$$

El valor mínimo de la ecuación anterior es 163.12 ton, que será el cortante en dos direcciones.

$$V_{\text{concreto_2d}}=163.12 \text{ ton}$$

Demanda capacidad

$$\frac{V_{\text{último2d}}}{\phi*V_{\text{concreto_2d}}}=\frac{117.35}{0.75*164.12}=0.95$$

- Diseño de refuerzo de acero.

Acero de refuerzo para cama superior:

$$M_{(-)}=66.82 \text{ ton-m}$$

El factor de reducción de resistencia para momento $\phi=0.90$, de la Tabla 21.2.2 del ACI 318-14.

$$R = \frac{M_u}{\phi * B * d^2} = \frac{66.82}{0.90 * 3.50 * 0.3139^2} = 215.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 21.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La cuantía de acero se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}}\right) = \frac{0.85 * 210}{2810} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (21.53)}{0.85 * 210}}\right) = 0.00819$$

El acero requerido es:

$$A_{\text{requerido}} = \rho * B * d = 0.00819 * 350 * 31.39 = 89.98 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo se calcula con la fórmula del numeral 9.6.1.2 del ACI 318-14. El valor máximo es el resultado para el acero mínimo.

$$A_{\text{smín}_1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * B * d = \frac{0.80 * \sqrt{210}}{2810} * 350 * 31.39 = 45.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}_2} = \frac{14}{2810} * 350 * 31.39 = 54.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}} = 54.73 \text{ cm}^2$$

La cuantía máxima se calcula como:

$$\rho_{\text{máx}} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006}\right)$$

Del numeral 21.2.2.2 de ACI 318-14 ϵ_{ty} , se puede tomar como: 0.002.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006}\right) = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{2810} * \left(\frac{0.003}{0.002 + 0.006}\right) = 0.02$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \rho_{\text{máx}} * B * d = 0.02 * 350 * 31.39 = 219.73$$

El área de acero requerida se encuentra dentro del rango de mínimo y el máximo.

$$A_S = 89.98 \text{ cm}^2$$

Varillas de acero de refuerzo:

La varilla propuesta es de: 3/4".

Área de la varilla.

$$A_{\text{var}} = \left[\frac{\pi}{4} * \left(\frac{3}{4} * 2.54 \right) \right] = 3.88 \text{ cm}^2$$

La cantidad de varillas es la razón entre el área de acero y el área de la varilla propuesta.

$$\# \text{ var} = \frac{A_S}{A_{\text{var}}} = \frac{89.98}{3.88} = 23.19 \approx 24 \text{ varillas}$$

La separación entre varillas es de:

$$S = \frac{B - 2 * r}{\text{cantidad_varillas}} = \frac{350 - 2 * 8.61}{24} = 14 \text{ cm}$$

Momento Resistente

El momento resistente tiene que ser mayor al momento último de diseño:

$$M_{\text{resistente}} = \phi * \left(A_{S_total} * f_y * \left(d - \frac{A_{S_total} * f_y}{1.70 * f'_c * B} \right) \right)$$

El factor de reducción de resistencia para momento $\phi = 0.90$, de la Tabla 21.2.2 del ACI 318-14.

$$A_{S_total} = 3.88 * 24 = 93.12$$

$$M_{\text{resistente}} = 0.90 * \left(93.12 * 2810 * \left(31.39 - \frac{93.12 * 2810}{1.70 * 210 * 350} \right) \right) = 6899180.79 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{resistente}} = 68.99 \text{ ton*m}$$

$$M_{\text{resistente}} > M_u$$

$$68.99 > 66.82$$

Acero de refuerzo para cama inferior:

$$M_{(+)} = 56.60 \text{ ton-m}$$

El factor de reducción de resistencia para momento $\phi = 0.90$, de la Tabla 21.2.2 del ACI 318-14.

$$R = \frac{M_u}{\phi * B * d^2} = \frac{56.60}{0.90 * 3.50 * 0.3139^2} = 182.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 18.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La cuantía de acero se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}}\right) = \frac{0.85 * 210}{2810} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (18.24)}{0.85 * 210}}\right) = 0.00686$$

El acero requerido es:

$$A_{\text{requerido}} = \rho * B * d = 0.00686 * 350 * 31.39 = 75.37 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo se calcula con la fórmula del numeral 9.6.1.2 del ACI 318-14. El valor máximo es el resultado para el acero mínimo.

$$A_{\text{smín}_1} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * B * d = \frac{0.80 * \sqrt{210}}{2810} * 350 * 31.39 = 45.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}_2} = \frac{14}{2810} * 350 * 31.39 = 54.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}} = 54.73 \text{ cm}^2$$

La cuantía máxima se calcula como:

$$\rho_{\text{máx}} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006}\right)$$

Del numeral 21.2.2.2 de ACI 318-14 ϵ_{ty} , se puede tomar como: 0.002.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{0.003}{\epsilon_{ty} + 0.006} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{210}{2810} \cdot \left(\frac{0.003}{0.002 + 0.006} \right) = 0.02$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \cdot B \cdot d = 0.02 \cdot 350 \cdot 31.39 = 219.73$$

El área de acero requerida se encuentra dentro del rango de mínimo y el máximo.

$$A_s = 75.37 \text{ cm}^2$$

Varillas de acero de refuerzo:

La varilla propuesta es de: 3/4".

Área de la varilla.

$$A_{\text{var}} = \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{3}{4} \cdot 2.54 \right)^2 \right] = 3.88 \text{ cm}^2$$

La cantidad de varillas es la razón entre el área de acero y el área de la varilla propuesta.

$$\# \text{ var} = \frac{A_s}{A_{\text{var}}} = \frac{75.37}{3.88} = 19.42 \approx 20 \text{ varillas}$$

La separación entre varillas es de:

$$S = \frac{B - 2 \cdot r}{\text{cantidad_varillas}} = \frac{350 - 2 \cdot 8.61}{20} = 16.50 \text{ cm}$$

Momento Resistente

El momento resistente tiene que ser mayor al momento último de diseño:

$$M_{\text{resistente}} = \phi \cdot \left(A_{s_total} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{s_total} \cdot f_y}{1.70 \cdot f'_c \cdot B} \right) \right)$$

El factor de reducción de resistencia para momento $\phi = 0.90$, de la Tabla 21.2.2 del ACI 318-14.

$$A_{s_total} = 3.88 \cdot 20 = 77.60$$

$$M_{\text{resistente}} = 0.90 * \left(77.60 * 2810 * \left(31.39 - \frac{77.60 * 2810}{1.70 * 210 * 350} \right) \right) = 581784.44 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{resistente}} = 58.18 \text{ ton*m}$$

$$M_{\text{resistente}} > M_u$$

$$58.18 > 56.60$$

- Refuerzo transversal:

Del numeral 24.4.3.2 del ACI 318-14, el acero de refuerzo por retracción y temperatura se calcula sobre el área de la sección bruta del concreto, con una cuantía mínima de refuerzo de 0.0020.

$$A_{\text{transversal}} = 0.0020 * L * t = 0.0020 * 700 * 40 = 56 \text{ cm}^2$$

varillas de acero de refuerzo:

La varilla propuesta es de: 5/8".

Área de la varilla.

$$A_{\text{var}} = \left[\frac{\pi}{4} * \left(\frac{3}{4} * 2.54 \right)^2 \right] = 1.98 \text{ cm}^2$$

La cantidad de varillas es la razón entre el área de acero y el área de la varilla propuesta.

$$\# \text{ var} = \frac{A_s}{A_{\text{var}}} = \frac{56}{1.98} = 28.29 \approx 29 \text{ varillas}$$

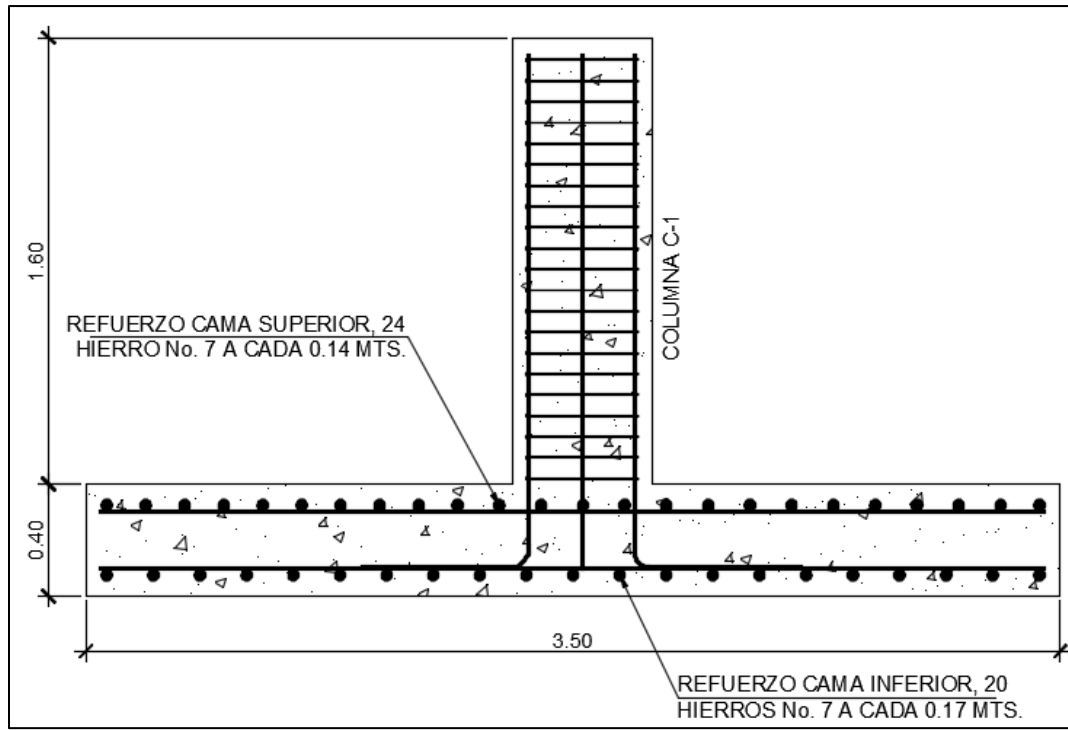
La separación entre varillas es de:

$$S = \frac{L - 2 * r}{\text{cantidad_varillas}} = \frac{700 - 2 * 8.61}{29} = 23.50 \text{ cm}$$

$$A_{S_total} = 1.98 * 29 = 57.42$$

Figura 38.

Detalle de armado Z-2



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.26. Diseño de Gradadas

Datos:

$$f'c \quad 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y \quad 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b \quad 1.50 \text{ m.}$$

La losa se determina en relación al ancho y largo.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{1.50}{3.20} = 0.46 < 0.50 \text{ losa en un sentido}$$

El espesor de la losa se calcula de acuerdo con la Tabla 7.3.1.1 del ACI 318-14.

$$t = \frac{1}{20} = \frac{1.50}{20} = 0.075 \text{ se propone peralte de } 10 \text{ cm}$$

- Carga viva

De la norma AGIES NSE 2 en la sección 3.7.1-1, la carga viva es de: $C_v=500$

$$\text{kg/cm}^2$$

- Carga muerta

$$\text{Peso propio de losa } 0.10 \cdot 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados: } 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Barandal } 40 \text{ kg/m}^2$$

$$C_m = 240 + 50 + 40 = 330 \text{ kg/m}^2$$

Carga última

$$w_t = 1.20 \cdot C_m + 1.60 \cdot C_v$$

$$w_t = 1.20 \cdot (330) + 1.60 \cdot (500) = 1196 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1196 \frac{\text{kg}^2}{\text{m}} \cdot 1\text{m} = 1196.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Los momentos se calculan de acuerdo con la Tabla 6.5.2 del ACI 318-14.

$$M_{(-)} = \frac{w \cdot l^2}{9} = \frac{1196.00 \cdot 1.50^2}{9} = 299.00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{(+)} = \frac{w \cdot l^2}{16} = \frac{1196.00 \cdot 1.50^2}{16} = 168.19 \text{ kg/m}^2$$

El recubrimiento mínimo para losa es 2 cm según la Tabla 20.6.1.3.1 del ACI

318-14.

$$d = t - \text{rec} - \frac{D_{\text{var}}}{2}$$

Donde:

t peralte de losa cm

rec recubrimiento libre cm

D_{var} peralte efectivo cm

$$d=10-2.5-\frac{0.95}{2}=7.025 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo se requiere para el refuerzo a flexión, del inciso 9.6.1.2 del ACI 318-14.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{2810} * 100 * 7.025 = 3.50 \text{ cm}^2$$

La separación con acero mínimo se expresa de la siguiente forma:

$$s = \frac{\phi_{\text{var}} * b}{A_{s_{\min}}} = \frac{0.71 * b}{3.50} = 20.28 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Se encuentra el área de acero mínimo en un metro de longitud con respecto a la separación propuesta.

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{\phi_{\text{var}} * 1}{s} = \frac{0.71 * 1}{0.20} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Momento para resistente para el área de acero mínima:

$$M_{A_{s_{\min}}} = \phi * \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1.70 * f'c * b} \right) \right]$$

El factor de reducción de resistencia para momento ϕ , se obtiene de la Tabla 21.2.1 del ACI 318-14.

$$M_{A_{s_{\min}}} = \phi * \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1.70 * f'c * b} \right) \right] =$$
$$0.90 * \left[3.55 * 2810 * \left(7.025 - \frac{3.55 * 2810}{1.70 * 210 * 100} \right) \right] = 60561.43 \text{ kg-cm}$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 605.61 \text{ kg-m}$$

El momento resistente es mayor a los momentos nominales calculados, así que se utiliza un refuerzo de varilla No.3 a cada 0.20, m.

- Acero por temperatura

Se debe colocar acero por temperatura de acuerdo con la Tabla 7.6.1.1 del ACI 318-14

$$A_{st}=0.0020 \cdot A_g=0.0020 \cdot b \cdot d$$

$$A_{st}=0.020 \cdot b \cdot d=0.0020 \cdot 100 \cdot 7.025=1.405$$

$$s = \frac{\phi_{var} \cdot b}{A_{s_{min}}} = \frac{0.71 \cdot 100}{1.405} = 50.53$$

El espaciamiento “s”, debe ser al menos 3*h

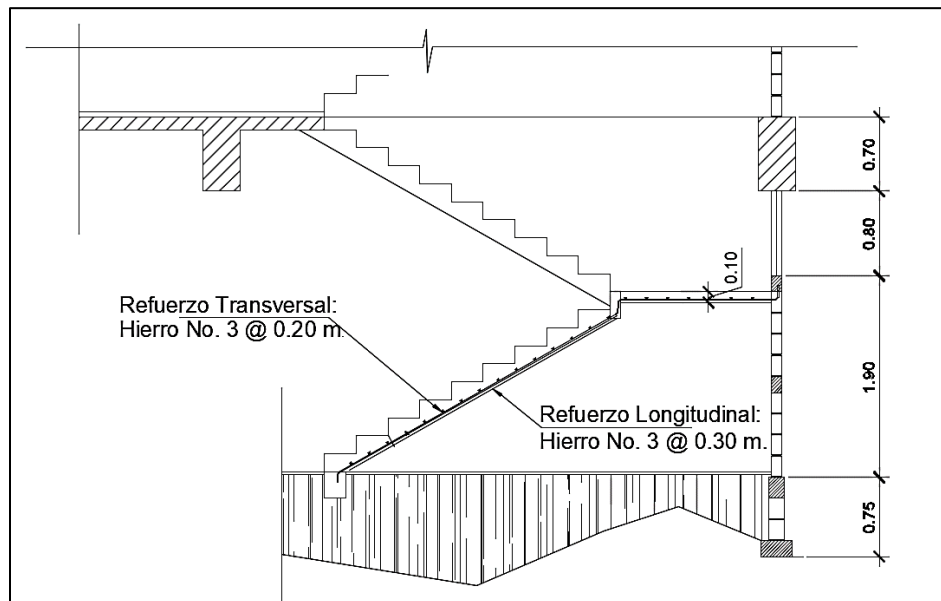
$$3 \cdot h = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}$$

$$50.53 > 30$$

Utilizar varillas No.3 a cada 0.30 m para el refuerzo longitudinal.

Figura 39.

Detalle de armado de módulo de gradas



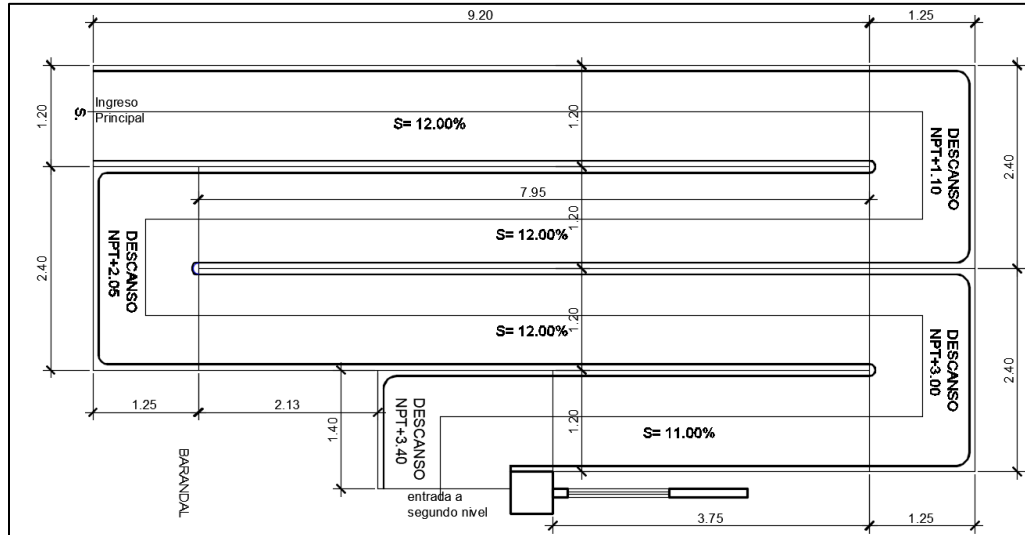
Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.27. Diseño de Rampa

En el diseño del edificio se tiene una rampa de acceso en la entrada principal, para que sea un proyecto íntegro.

Figura 40.

Rampa de acceso



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

Datos:

$$f'c \quad 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y \quad 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b \quad 1.20 \text{ m.}$$

La losa se determina en relación al ancho y largo.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{1.20}{5.15} = 0.23 < 0.50 \text{ losa en un sentido}$$

El espesor de la losa se calcula de acuerdo con la Tabla 7.3.1.1 del ACI 318-14.

$$t = \frac{1}{24} = \frac{1.20}{24} = 0.05 \text{ se propone peralte de 10 cm}$$

- Carga viva

De la norma AGIES NSE 2 en la sección 3.7.1-1 la carga viva es de: $C_v=500$

$$\text{kg/cm}^2$$

- Carga muerta

Peso propio de losa $0.10 \cdot 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$

Acabados: 50 kg/m^2

Barandal 40 kg/m^2

$$C_m = 240 + 50 + 40 = 330 \text{ kg/m}^2$$

- Carga última

$$w_t = 1.20 \cdot C_m + 1.60 \cdot C_v$$

$$w_t = 1.20 \cdot (330) + 1.60 \cdot (500) = 1196 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1196 \frac{\text{kg}^2}{\text{m}} \cdot 1 \text{ m} = 1196.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Los momentos se calculan de acuerdo con la Tabla 6.5.2 del ACI 318-14.

$$M_{(-)} = \frac{w \cdot l^2}{9} = \frac{1196.00 \cdot 1.20^2}{9} = 191.36 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{(+)} = \frac{w \cdot l^2}{16} = \frac{1196.00 \cdot 1.20^2}{16} = 107.64 \text{ kg/m}^2$$

El recubrimiento mínimo para losa es 2 cm según la Tabla 20.6.1.3.1 del ACI

318-14.

$$d = t - \text{rec} - \frac{D_{\text{var}}}{2}$$

Donde:

t peralte de losa cm

rec recubrimiento libre cm

D_{var} Peralte efectivo cm

$$d = 10 - 2.5 - \frac{0.95}{2} = 7.025 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo se requiere para el refuerzo a flexión, del inciso 9.6.1.2 del ACI 318-14.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{2810} * 100 * 7.025 = 3.50 \text{ cm}^2$$

La separación con acero mínimo se expresa de la siguiente forma:

$$s = \frac{\phi_{var} * b}{A_{s_{\min}}} = \frac{0.71 * b}{3.50} = 20.28 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Se encuentra el área de acero mínimo en un metro de longitud con respecto a la separación propuesta.

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{\phi_{var} * 1}{s} = \frac{0.71 * 1}{0.20} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Momento para resistente para el área de acero mínima:

$$M_{A_{s_{\min}}} = \phi * \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1.70 * f'c * b} \right) \right]$$

El factor de reducción de resistencia para momento ϕ , se obtiene de la Tabla 21.2.1 del ACI 318-14.

$$M_{A_{s_{\min}}} = \phi * \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1.70 * f'c * b} \right) \right] =$$
$$0.90 * \left[3.55 * 2810 * \left(7.025 - \frac{3.55 * 2810}{1.70 * 210 * 100} \right) \right] = 60561.43 \text{ kg-cm}$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 605.61 \text{ kg-m}$$

El momento resistente es mayor a los momentos nominales calculados, así que se utiliza un refuerzo de varilla No.3 a cada 0.20, m.

- Acero por temperatura

Se debe colocar acero por temperatura de acuerdo con la Tabla 7.6.1.1 del ACI

318-14

$$A_{st} = 0.0020 * A_g = 0.0020 * b * d$$

$$A_{st} = 0.0020 * b * d = 0.0020 * 100 * 7.025 = 1.405$$

$$s = \frac{\phi_{var} * b}{A_{s_{min}}} = \frac{0.71 * 100}{1.405} = 50.53$$

El espaciamiento “s”, debe ser al menos 3*h

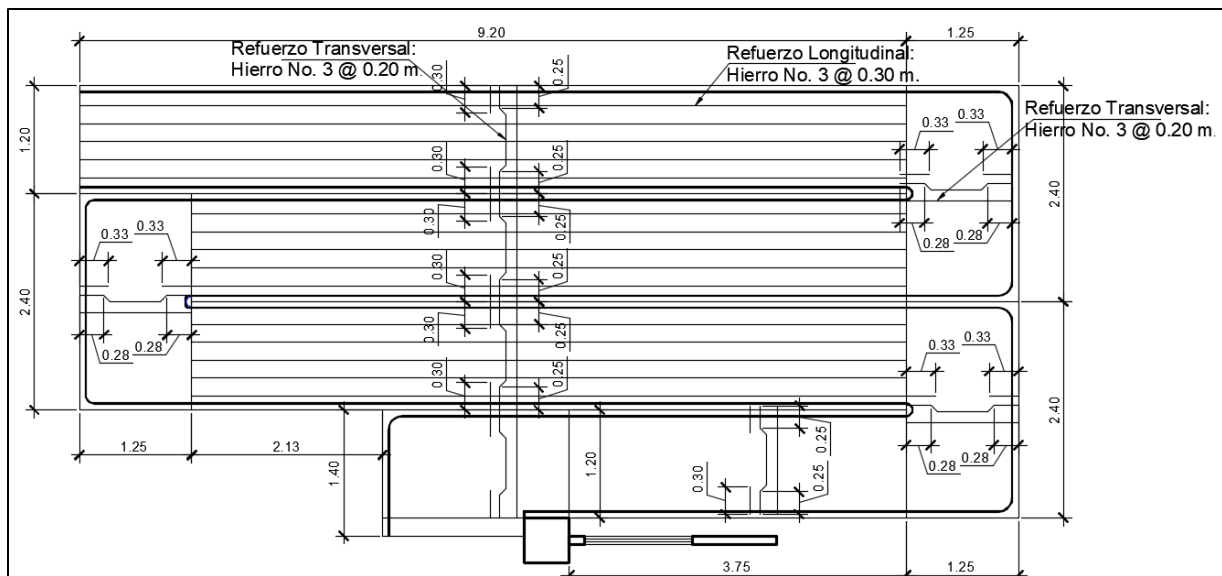
$$3 * h = 3 * 10 = 30 \text{ cm}$$

$$50.53 > 30$$

Utilizar varillas No.3 a cada 0.30 m para el refuerzo longitudinal.

Figura 41.

Detalle de armado de rampa



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD 2015.

3.28. Instalaciones Hidráulicas

La instalación hidráulica es el sistema de tuberías y accesorios que le proporcionará agua potable a las tres plantas del mercado municipal. En el **Anexo 1**, se muestra el diámetro de cada uno de los accesorios.

Los ambientes a los que se le suministra agua, son los siguientes:

Servicio sanitario para hombres: cuenta con un inodoro, dos uriniales y lavamanos.

Servicio sanitario para mujeres: cuenta con tres inodoros y lavamanos.

Área de Lavaderos: es un área para el lavado de las carnes, mariscos, frutas y verduras.

Cocina y comedores: es el espacio para la cocción y venta de alimentos.

La línea principal del circuito será de tubo PCV de ¾" y la entrada a los artefactos de ½".

3.29. Instalaciones Drenaje Sanitario

Es el conjunto de tubería que conforman una red para evacuar las aguas servidas del edificio, en el **Anexo 2** y **Anexo 3**, se detalla la cantidad de accesorios y el caudal.

Los ambientes de los que se evacuarán las aguas servidas, son los siguientes:

Servicio sanitario para hombres: un inodoro, dos uriniales y lavamanos.

Servicio sanitario para mujeres: tres inodoros y lavamanos.

Área de Lavaderos: área de lavado de carnes, mariscos, frutas y verduras.

Cocina y comedores: Lavatrastos.

Con relación a los datos anteriores se determina que la tubería para la salida a las aguas será de tubo PVC de 3", las bajadas de aguas negras con tubo PVC de 4", la

tubería para descarga a drenaje principal con tubo PVC de 4". La pendiente mínima de 1% y máxima de 3%.

3.30. Instalaciones Pluviales

La instalación pluvial es la tubería para la evacuación de aguas de lluvia, para el cálculo de tubería se utiliza la siguiente expresión:

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

Donde:

Q	caudal	m ³ /s
C	coeficiente de escorrentía	
I	intensidad de lluvia	mm/h
A	área a considerar	hectáreas

$$I = \frac{4604}{t+24}$$

Se considera un tiempo t=10 años

$$I = \frac{4604}{t+24} = \frac{4604}{10+24} = 135.41 \text{ mm/h}$$

$$A = (26.25 \cdot 20) - 5 \cdot (5.25 \cdot 5) = 393.75 \text{ m}^2 \cdot \frac{1 \text{ hectárea}}{10000 \text{ m}^2} = 0.04 \text{ hectáreas}$$

Para el coeficiente de escorrentía se considera un factor de 0.90 por ser una base impermeable.

$$Q = \frac{0.90 \cdot 135.41 \cdot 0.04}{360} = 0.0135 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot 1000 = 13.50 \text{ lts/s}$$

Para la evacuación de las aguas pluviales se propone 12 bajadas de tubo PVC de 3".

$$Q = \frac{13.50 \text{ lts/s}}{12} = 1.125 \text{ lts/s}$$

El diámetro de la tubería se calcula con la siguiente expresión despejada de la ecuación de Manning:

$$D=4*\left(\frac{n*V}{\sqrt{s}}\right)^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

D	diámetro de tubería	cm
n	coeficiente de rugosidad	
V	velocidad de flujo	m/s

El coeficiente de rugosidad para tubería PVC es 0.009, una pendiente de 2 centímetros por metro, la velocidad propuesta de: 1.00 m/s.

$$D=4*\left(\frac{n*V}{\sqrt{s}}\right)^{\frac{3}{2}}=4*\left(\frac{0.009*1}{\sqrt{0.02}}\right)^{\frac{3}{2}}=0.0624 \text{ m}=6.42 \text{ cm}$$

De acuerdo al diámetro calculado, se propone tubería PVC de 3" para las bajadas de aguas pluviales.

3.31. Instalaciones Eléctricas

La instalación eléctrica es el conjunto de cableado eléctrico que suministra energía eléctrica a todo el edificio para la iluminación. El cable a utilizar será THHN #12 para línea positiva y negativa en iluminación y fuerza.

Primer nivel: hay un total de 27 puestos, cada local cuenta con una luminaria y dos entradas para tomacorriente, adicional a esto se tiene un circuito para la iluminación del pasillo, el módulo gradas, baños y finalmente la parte exterior.

Segundo nivel: hay un total de 14 puestos, cada local cuenta con una luminaria y dos entradas para tomacorriente, adicional a esto se tiene un circuito para la iluminación del pasillo, el módulo gradas, baños, comedores, y finalmente la parte exterior.

Tercer nivel: hay un total de 20 puestos, cada local cuenta con una luminaria y dos entradas para tomacorriente, adicional a esto se tiene un circuito para la iluminación del pasillo, el módulo, gradas baños, el salón, y finalmente la parte exterior. En el **Anexo 4, Anexo 5 y Anexo 6** se describe la cantidad de luminarias por cada nivel.

3.32. Planos Constructivos

Cada uno de los planos representa de forma gráfica todos los elementos que fueron calculados y posteriormente diseñados cumpliendo con las normas de seguridad establecidas, que ayuda a interpretar de forma más detallada de cómo va cada uno de los detalles previstos, que conforman el mercado municipal, son los siguientes:

- Planta de conjunto
- Planta amueblada
- Planta de acabados
- Planta de cotas
- Planta de circulación
- Planta de cimentación y columnas
- Planta de vigas y losas
- Planta de instalaciones de agua (hidráulica)
- Planta de instalaciones de drenaje (sanitaria)
- Planta de instalación eléctrica iluminación-fuerza
- Planta de salidas de emergencia

3.33. Presupuesto

Es el costo total del proyecto mercado municipal en donde está considerado el costo unitario de los materiales actualizados, costos directos, costos indirectos con un 30%, maquinaria y mano de obra, para lo cual se realizó las cotizaciones dentro del área de San Marcos especificados en cada uno de los renglones, el presupuesto integrado y desglosado puede verse en los apéndices.

3.34. Cronograma

A base del presupuesto integrado, se estima el tiempo que llevará la realización del proyecto en ejecución considerando la cantidad de renglones de trabajo, desde los trabajos preliminares hasta los acabados finales.

3.35. Especificaciones Técnicas

Es la formulación de un documento redactado que cuenta con detalles precisos, que ayuda para la ejecución, respetar los lineamientos establecidos en construcción en la cual contiene las normas generales del diseño. Estas especificaciones permiten la rápida interpretación yendo de la mano con los planos mencionados anteriormente.

3.36. Medidas de Mitigación Ambiental

Las medidas de mitigación ambiental a tomar en cuenta para reducir el impacto ambiental en el área de construcción del proyecto, tienen como finalidad disminuir las afecciones generadas por los diferentes procesos constructivos.

A continuación, se presentan algunas acciones de medidas de mitigación para una buena gestión ambiental vinculada a la obra:

- Utilización de letrinas móviles para el personal que trabaja en obra, con esto se cubre el saneamiento ambiental.

- Mantener el área de trabajo limpia evitando dejar herramienta y materiales punzocortantes soterrados.
- El personal en obra deberá utilizar permanentemente equipo de protección personal, como lo son botas, casco y chaleco reflectivo. Al trabajar en andamios o alturas mayor a 3m se deberá usar cable y arnés como seguros de vida.
- Se trabajará solamente en horario diurno, para evitar molestias a vecinos.
- Se utilizará recipientes para la adecuada clasificación de la basura.
- El entorno no será afectado de manera considerable, deberá implementarse la armonización entre el edificio y el entorno local.
- Los desechos finales como ripio, desperdicio de hierro, plásticos o materiales granulares serán dispuestos y reciclados en un lugar designado por la municipalidad, en el cual no cause contaminación ambiental.
- Adecuado manejo por personal capacitado de la maquinaria en obra.
- El servicio de la maquinaria deberá realizarse en un lugar designado apropiadamente con esto se evitará el derramamiento de líquidos como gasolina y aceite.
- Evitar el uso de materiales químicos corrosivos o tóxicos, para elementos que tengan contacto directo con el suelo.

3.37. Resultados

3.37.1. Presentación de Resultados

Los datos analizados del proyecto, del diseño arquitectónico y estructural del edificio para mercado municipal ubicado en la cabecera municipal de Esquipulas Palo Gordo. Las tablas que detallan lo siguiente: las cargas distribuidas son para carga viva y carga muerta en el marco "2", y en el "B". estos valores están conforme a las secciones de los elementos y el peso es distribuido uniformemente en la viga. Se calcula el peso estructural de todo el edificio para poder calcular las fuerzas horizontales provocadas por el sismo.

En el diseño sísmico se tienen tablas extraídos de las normas de seguridad estructural de Guatemala donde se encuentran valores de índices de: amenaza sísmica, índice de sismicidad, coeficientes de sitio de la región. Esto para realizar el cálculo del coeficiente sísmico.

Las iteraciones por el método numérico por Kani, muestran el resultado final de los momentos negativos en los apoyos y los momentos positivos por flexión. En base a las cargas distribuidas y las longitudes de las vigas y columnas. De este proceso da resultado los momentos para la envolvente que muestra el máximo de los valores por una serie de combinación de carga viva, muerta y sísmica, estos momentos son los que se utilizan para el diseño de las vigas, y columnas. Con relación a la losa, las tablas indican a qué caso corresponde según el libro de ARTHUR H. NILSON, y seguido a ello se calculan los momentos aplicando un coeficiente debido a carga viva y muerta.

3.37.2. *Discusión de Resultados*

Del análisis de resultados se determinó que con el método numérico a mano y los cálculos por computadora, en los resultados hay cierta variación, esto debido a que con el método de Kani el análisis corresponde a un marco en dos dimensiones, en los planos "X", "Z". en cambio, con el software ETABS, se consideran los planos "X", "Y", "Z". esto hace que el programa realice el análisis por elementos finitos, es mucho más exacto porque se valúan más puntos conocidos como grados de libertad, a diferencia de un cálculo matemático a mano donde se realizan menos iteraciones. Sin embargo, la diferencia en las respuestas con relación al acero requerido por diseño, las comparativas son significativamente aceptables,

Columnas: porcentaje de área de acero, según la normativa está entre el 1% y el 6%, en el software por computadora la cantidad es del 1.6%. para el caso de la hoja de cálculo manual la columna cumple con un área de acero de 1.5%

Vigas: en relación al área de acero requerida entre el programa de cómputo y la hoja de cálculo a partir la envolvente de momentos, el área de acero de refuerzo varía entre un 10%, así que se puede confiar en trabajo calculado.

Losa: el espaciamiento entre las varillas de refuerzo es de 15 centímetros en ambos cálculos.

CONCLUSIONES

- El diseño realizado contribuirá con el desarrollo del municipio de Esquipulas Palo Gordo, presentando soluciones en algunas de las necesidades y ayudando al mejoramiento en la comercialización de productos al contar con un edificio apto y seguro para estas actividades de comercio.
- El análisis estructural por medio del método numérico de Kani y el software de diseño, no tienen una diferencia significativa, lo que demuestra que el método numérico fue aplicado de manera correcta.
- Se realizó la planificación del edificio en base al diseño arquitectónico con los requerimientos de ocupación aprobados por las normas de CONRED, cuenta con los ambientes necesarios, ubicación de las salidas de emergencia, la iluminación, ventilación, módulos de gradas y rampa complementan la estructura y la hace funcional.
- El diseño de la cimentación, se analizó en base al valor soporte obtenido por un estudio de suelos tipo ensayo triaxial realizado en laboratorio de mecánica de suelos, para determinar con exactitud las dimensiones del edificio el cual garantiza el soporte de la estructura.

RECOMENDACIONES

1. Se deberá mantener un control de calidad de los materiales que se utilizarán en las diferentes fases del proyecto, por medio de ensayos de laboratorio. Un estudio granulométrico para verificar que el tamaño de las partículas de los materiales como la arena y la grava sea el adecuado. Un ensayo con testigos de concreto para medir la resistencia a compresión de cada elemento estructural, como lo son las vigas, columnas, losas y zapatas.
2. Para la ejecución del proyecto se deben respetar los procedimientos establecidos en los planos constructivos, especificaciones técnicas, cronograma de ejecución y financiero. Así se garantiza un período de vida útil, el cual fue analizado en el diseño estructural.
3. Realizar una actualización de los precios de los materiales descritos en el presupuesto ya que estos tienden a variaciones.
4. Los cambios que se soliciten en el proyecto los debe revisar y autorizar un profesional capacitado en el área de diseño estructural.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI318-14, C. (2015). Código internacional ACI. En C. A. 318, *Código internacional ACI* (pág. 587). Estados Unidos.
- AGIES NSE 1 . (2020). *Generalidades, Administración de las Normas y Supervisión Técnica*. Guatemala.
- AGIES NSE 2. (2020). *Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio*. Guatemala.
- ARTHUR H. NILSON, P. E. (2001). Diseño de estructuras de concreto. En A. H. NILSON, *ARTHUR H. NILSON* (págs. 29, 30). Colombia: Editora: Emma Ariza H.
- Asociación Guatemalteca de Seguridad Estructural y Sísmica. (2018). *Normas de Seguridad Estructural Para Guatemala NSE 3*. Guatemala: AGIES.
- CONRED. (2019). NORMA DE REDUCCIÓN DE DESASTRES. En CONRED, *NORMA DE REDUCCIÓN DE DESASTRES* (pág. 46). GUATEMALA.
- Instituto Nacional de Estadística. (2019). XII CENSO NACIONAL DE POBLACIÓN Y VII DE VIVIENDA. En INE, *XII CENSO NACIONAL DE POBLACIÓN Y VII DE VIVIENDA* (pág. 90). Guatemala.
- Iturbide, I. j. (01 de 11 de 2002). *Manual Centroamericano*. Obtenido de Manual Centroamericano: <https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/manual-de-pavimentos.pdf>
- Mc Cormac, J. y. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.

- McCormac, J. C. (2018). Diseño de concreto reforzado, decima edición. En J. C. McCormac, *Diseño de concreto reforzado, decima edición* (pág. 672). Colombia: 2018 Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Municipalidad de Esquipulas Palo Gordo. (2019). *Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial (PDM OT)*. Esquipulas Palo Gordo: Municipalidad de Esquipulas Palo Gordo.
- Norma NTG, 4. (2019). Clasificación de los cementos. En I. d. guatemala, *Norma NTG 41095* (pág. 4). Guatemala.
- Rodríguez, M. (21 de 11 de 2016). *dequate.com*. Obtenido de <https://departamentos.dequate.com/san-marcos/historia-del-municipio-de-esquipulas-palo-gordo-san-marcos/>

ANEXOS

Anexo 1.

Diámetro mínimo de tuberías para accesorios

Diámetro de tuberías para accesorios	
Lavamanos	1/2"
Inodoro con tanque	1/2"
Urinaros	1/2"
Grifo para cocina	1/2"
Lavaderos	1/2"

Fuente: (Sosa, Guia para instalaciones sanitarias en edificios, 2007, p. 54).

Anexo 2.

Caudal base en artefactos sanitarios

Artefactos Sanitarios	Caudal base lt/seg
Lavamanos	0.75
Lavatrastos	0.75
Urinario	1.00
Inodoro	2.00

Fuente: (Sosa, Guia para instalaciones sanitarias en edificios, 2007, p. 54).

Anexo 3.

Total de litros de descarga aguas servidas

Artefactos Sanitarios	cantidad	Caudal base lts/seg	Total Caudal base lts/seg
Lavamanos	4.00	0.75	3.00
Lavatrastos	11.00	0.75	8.25
Urinario	2.00	1.00	2.00
Inodoro	4.00	2.00	8.00

Fuente: (Sosa, Guia para instalaciones sanitarias en edificios, 2007, p. 54).

Anexo 4.

Número de circuitos primer nivel

Circuito	Tomacorriente		Luminarias		Protección flipón (A)
	120 V	15 W	100 W	2X40 W	
A	2		1		1x15
B	2		1		1x15
C	2		1		1x15
D	2		1		1x15
E	2		1		1x15
F	2		1		1x15
G	2		1		1x15
H	2		1		1x15
I	2		1		1x15
J	2		1		1x15
K	2		1		1x15
L	2		1		1x15
M	2		1		1x15
N	2		1		1x15
O	3		3		1x15
P	2		1		1x15
Q	2		1		1x15
R	2		1		1x15
S	2		1		1x15
T	2		1		1x15
U	2		1		1x15
V	2		1		1x15
W	2		1		1x15
X	2		1		1x15
Y	2		1		1x15
Z	2		1		1x15
AA	2		1		1x15
BB	2		1		1x15
CC			7	2	1x15
DD		12			1x15
EE		13			1x15

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Anexo 5.*Número de circuitos tercer nivel*

Circuito	tomacorriente		Luminarias		Protección
	120 V	15 W	100 W	2X40 W	flipón (A)
A	2		1		1x15
B	2		1		1x15
C	2		1		1x15
D	2		1		1x15
E	2		1		1x15
F	2		1		1x15
G	2		1		1x15
H	2		1		1x15
I	2		2		1x15
J	2		2		1x15
K	2		2		1x15
L	2		2		1x15
M	2		2		1x15
N	2		2		1x15
O	2		2		1x15
P	2		2		1x15
Q	2		2		1x15
R	2		2		
S	2		2		1x15
T	2		2		1x15
U			16		1x15
V		14			1x15
W			9	3	1x15

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Anexo 6.*Número de circuitos tercer nivel*

Circuito	Tomacorriente		Luminarias		Protección flipón (A)
	120 V	15 W	100 W	2X40 W	
A	2		1		1x15
B	2		1		1x15
C	2		1		1x15
D	2		1		1x15
E	2		1		1x15
F	2		1		1x15
G	2		1		1x15
H	2		1		1x15
I	2		2		1x15
J	2		2		1x15
K	2		2		1x15
L	2		2		1x15
M	2		2		1x15
N	2		2		1x15
O				16	1x15
P		16			1x15
Q			13		1x15

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Anexo 7.*Presupuesto integrado*

PRESUPUESTO INTEGRADO					
PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO PARA MERCADO MUNICIPAL EN EL ÁREA URBANA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.					
PRIMER NIVEL					
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	M2	800.00	Q8.00	Q6,400.00
2	ZAPATA Z-1 DE 3.50*3.50*0.45 MTS.	UNIDAD	17.00	Q12,500.00	Q212,500.00
3	ZAPATA Z-2 DE 7.00*3.50*0.40 MTS.	UNIDAD	17.00	Q19,300.00	Q328,100.00
4	CIMIENTO CORRIDO CC-1 DE 0.15*0.30 MTS.	ML	92.50	Q250.00	Q23,125.00
5	SOLERA HIDRÓFUGA DE 0.10*0.20 MTS.	ML	117.75	Q195.00	Q22,961.25
6	SOLERA DE AMARRE DE 0.20*0.20 MTS	ML	92.50	Q275.00	Q25,437.50
7	SOLERA INTERMEDIA DE 0.10*0.15 MTS	ML	84.00	Q165.00	Q13,860.00
8	VIGA V-1 DE 0.35*0.70 MTS.	ML	220.25	Q1,305.00	Q287,426.25
9	VIGA V-3 DE 0.20*0.40 MTS.	ML	9.80	Q600.00	Q5,880.00
10	COLUMNA C-1 DE 0.50*0.50 MTS.	ML	104.00	Q1,500.00	Q156,000.00
11	COLUMNA C-2 DE 0.10*0.10 MTS.	ML	145.80	Q450.00	Q65,610.00
12	COLUMNA C-3 (PIN) DE 0.10*0.10 MTS.	ML	21.60	Q200.00	Q4,320.00
13	LEVANTADO DE MURO DE 0.14*0.19*0.039 MTS.	M2	121.00	Q450.00	Q54,450.00
14	MUROS PREFABRICADOS	M2	298.00	Q95.00	Q28,310.00
15	TECHO DE LOSA DE 0.12 MTS.	M2	307.00	Q790.00	Q242,530.00

16	MÓDULO DE GRADAS INTERIOR	M2	25.50	Q1,200.00	Q30,600.00
17	PASAMANOS METÁLICO (GRADAS)	ML	5.40	Q800.00	Q4,320.00
18	REPELLO + CERNIDO EN MUROS	M2	838.00	Q175.00	Q146,650.00
19	REPELLO + CERNIDO EN LOSA	M2	307.00	Q175.00	Q53,725.00
20	ALISADO EN VIGAS Y COLUMNAS	M2	287.95	Q210.00	Q60,469.50
21	FUNDICIÓN DE CONTRAPISO T= 0.05 MTS.	M2	385.00	Q195.00	Q75,075.00
22	PISO ANTIDESLIZANTE EN GRADAS	M2	25.50	Q285.00	Q7,267.50
23	COLOCACIÓN DE PISO CERÁMICO	M2	385.00	Q325.00	Q125,125.00
24	FUNDICIÓN DE PISO CONCRETO T=0.15 MTS.	M2	130.00	Q350.00	Q45,500.00
25	JARDINIZACIÓN	M2	102.00	Q100.00	Q10,200.00
26	INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)	UNIDAD	1.00	Q51,000.00	Q51,000.00
27	INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)	UNIDAD	1.00	Q23,000.00	Q23,000.00
28	VENTANAS DE PVC MÁS VIDRIO	M2	66.50	Q1,200.00	Q79,800.00
29	PORTÓN METÁLICO	UNIDAD	1.00	Q12,000.00	Q12,000.00
30	PUERTA TIPO P-1	UNIDAD	1.00	Q6,000.00	Q6,000.00
31	PUERTA TIPO P-2	UNIDAD	2.00	Q3,500.00	Q7,000.00
32	PUERTA TIPO P-3	UNIDAD	8.00	Q3,000.00	Q24,000.00
33	PUERTA TIPO P-4	UNIDAD	4.00	Q2,500.00	Q10,000.00
34	INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE	UNIDAD	1.00	Q8,000.00	Q8,000.00
35	BAJADAS DE AGUAS PLUVIALES	UNIDAD	1.00	Q5,000.00	Q5,000.00
36	INSTALACIÓN DE DRENAJES	UNIDAD	1.00	Q20,000.00	Q20,000.00
37	SEÑALES DE EMERGENCIA	GLOBAL	1.00	Q5,200.00	Q5,200.00
COSTO TOTAL (PRIMER NIVEL)					Q 2,286,842.00

RAMPA DE ACCESO					
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO/U	TOTAL
37	TRABAJOS PRELIMINARES	M2	46.00	Q8.00	Q368.00
38	ZAPATA Z-3 DE 1.15*1.15*0.25 MTS.	UNIDAD	16.00	Q2,500.00	Q40,000.00
39	SOLERA S-R DE 0.20*0.25 MTS.	ML	1.30	Q275.00	Q357.50
40	VIGA V-R DE 0.15*0.30 MTS.	ML	19.80	Q900.00	Q17,820.00
41	COLUMNA C-B DE 0.20*0.20 MTS.	ML	53.00	Q1,300.00	Q68,900.00
42	FUNDICIÓN DE LOSA DE 0.10 MTS.	M2	46.00	Q790.00	Q36,340.00
43	PASAMANOS METÁLICO	ML	22.50	Q800.00	Q18,000.00
COSTO TOTAL (RAMPA)					Q181,785.50
CIRCULACIÓN					
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO/U	TOTAL
44	TRABAJOS PRELIMINARES	ML	57.00	Q8.00	Q456.00
45	ZAPATA Z-2 DE 0.60*0.60*0.15 MTS.	UNIDAD	24.00	Q1,400.00	Q33,600.00
46	CIMIENTO CORRIDO CC-2 DE 0.20*0.40 MTS.	ML	57.00	Q280.00	Q15,960.00
47	SOLERA HIDRÓFUFA DE 0.14*0.20 MTS.	ML	57.00	Q215.00	Q12,255.00
48	SOLERA INTERMEDIA DE 0.10*0.15 MTS	ML	53.00	Q150.00	Q7,950.00
49	SOLERA REMATE DE 0.10*0.20 MTS	ML	189.75	Q180.00	Q34,155.00
50	COLUMNA C-A DE 0.14*0.14 MTS.	ML	104.00	Q975.00	Q101,400.00
51	LEVANTADO DE MURO DE 0.14*0.19*0.039 MTS.	M2	54.00	Q450.00	Q24,300.00
52	REPELLO MÁS CERNIDO EN MURO	M2	108.00	Q205.00	Q22,140.00
COSTO TOTAL (CIRCULACIÓN)					Q252,216.00

SEGUNDO NIVEL					
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO/U	TOTAL
53	SOLERA INTERMEDIA DE 0.10*0.15 MTS	ML	84.00	Q165.00	Q13,860.00
54	VIGA V-1 DE 0.35*0.70 MTS.	ML	220.25	Q1,305.00	Q287,426.25
55	VIGA V-3 DE 0.20*0.40 MTS.	ML	9.80	Q600.00	Q5,880.00
56	COLUMNA C-1 DE 0.50*0.50 MTS.	ML	88.40	Q1,500.00	Q132,600.00
57	COLUMNA C-2 DE 0.10*0.10 MTS.	ML	105.00	Q450.00	Q47,250.00
58	COLUMNA C-3 (PIN) DE 0.10*0.10 MTS.	ML	5.25	Q200.00	Q1,050.00
59	LEVANTADO DE MURO DE 0.09*0.19*0.039 MTS.	M2	130.00	Q450.00	Q58,500.00
60	MUROS PREFABRICADOS	M2	214.00	Q95.00	Q20,330.00
61	TECHO DE LOSA DE 0.12 MTS.	M2	307.00	Q790.00	Q242,530.00
62	MODELO DE GRADAS INTERIOR	M2	25.50	Q1,200.00	Q30,600.00
63	PASAMANOS METÁLICO (GRADAS)	ML	5.40	Q800.00	Q4,320.00
64	REPELLO + CERNIDO EN MUROS	M2	688.00	Q175.00	Q120,400.00
65	REPELLO + CERNIDO EN LOSA	M2	307.00	Q175.00	Q53,725.00
66	ALISADO EN VIGAS Y COLUMNAS	M2	287.95	Q210.00	Q60,469.50
67	FUNDICIÓN DE CONTRAPISO T= 0.05 MTS.	M2	385.00	Q195.00	Q75,075.00
68	PISO ANTIDESLIZANTE EN GRADAS	M2	25.50	Q285.00	Q7,267.50
69	COLOCACIÓN DE PISO CERÁMICO	M2	385.00	Q325.00	Q125,125.00
70	INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)	UNIDAD	1.00	Q48,000.00	Q48,000.00
71	INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)	UNIDAD	1.00	Q23,000.00	Q23,000.00
72	VENTANAS DE PVC MÁS VIDRIO	M2	60.00	Q1,200.00	Q72,000.00
73	PUERTA TIPO P-1	UNIDAD	1.00	Q6,000.00	Q6,000.00
74	PUERTA TIPO P-2	UNIDAD	2.00	Q3,500.00	Q7,000.00

75	PUERTA TIPO P-3	UNIDAD	8.00	Q3,000.00	Q24,000.00
76	PUERTA TIPO P-4	UNIDAD	4.00	Q2,500.00	Q10,000.00
77	INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE	UNIDAD	1.00	Q7,500.00	Q7,500.00
78	BAJADAS DE AGUA PLUVIAL	UNIDAD	1.00	Q5,000.00	Q5,000.00
79	INSTALACIÓN DE DRENAJES	UNIDAD	1.00	Q8,000.00	Q8,000.00
80	SEÑALES DE EMERGENCIA	GLOBAL	1.00	Q5,200.00	Q5,200.00
COSTO TOTAL (SEGUNDO NIVEL)					Q1,502,108.25
TERCER NIVEL					
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO/U	TOTAL
81	SOLERA INTERMEDIA DE 0.10*0.15 MTS	ML	84.00	Q165.00	Q13,860.00
82	VIGA V-1 DE 0.35*0.70 MTS.	ML	220.25	Q1,305.00	Q287,426.25
83	VIGA V-3 DE 0.20*0.40 MTS.	ML	9.80	Q600.00	Q5,880.00
84	COLUMNA C-1 DE 0.50*0.50 MTS.	ML	88.40	Q1,500.00	Q132,600.00
85	COLUMNA C-2 DE 0.10*0.10 MTS.	ML	105.00	Q450.00	Q47,250.00
86	COLUMNA C-3 (PIN) DE 0.10*0.10 MTS.	ML	5.25	Q200.00	Q1,050.00
87	LEVANTADO DE MURO DE 0.09*0.19*0.039 MTS.	M2	130.00	Q450.00	Q58,500.00
88	MUROS PREFABRICADOS	M2	214.00	Q95.00	Q20,330.00
89	TECHO DE LOSA DE 0.12 MTS.	M2	307.00	Q790.00	Q242,530.00
90	REPELLO + CERNIDO EN MUROS	M2	688.00	Q125.00	Q86,000.00
91	REPELLO + CERNIDO EN LOSA	M2	307.00	Q125.00	Q38,375.00
92	ALISADO EN VIGAS Y COLUMNAS	M2	287.95	Q150.00	Q43,192.50
93	FUNDICIÓN DE CONTRAPISO T= 0.05 MTS.	M2	385.00	Q195.00	Q75,075.00
94	PISO ANTIDESLIZANTE EN GRADAS	M2	12.75	Q285.00	Q3,633.75
95	COLOCACIÓN DE PISO CERÁMICO	M2	385.00	Q325.00	Q125,125.00

96	INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)	UNIDAD	1.00	Q48,000.00	Q48,000.00
97	INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)	UNIDAD	1.00	Q23,000.00	Q23,000.00
98	VENTANAS DE PVC MÁS VIDRIO	M2	68.00	Q1,200.00	Q81,600.00
99	PUERTA TIPO P-1	UNIDAD	1.00	Q6,000.00	Q6,000.00
100	PUERTA TIPO P-2	UNIDAD	2.00	Q3,500.00	Q7,000.00
101	PUERTA TIPO P-3	UNIDAD	8.00	Q3,000.00	Q24,000.00
102	PUERTA TIPO P-4	UNIDAD	4.00	Q2,500.00	Q10,000.00
103	INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE	UNIDAD	1.00	Q7,500.00	Q7,500.00
104	BAJADAS DE AGUA PLUVIAL	UNIDAD	1.00	Q5,000.00	Q5,000.00
105	INSTALACIÓN DE DRENAJES	UNIDAD	1.00	Q8,000.00	Q8,000.00
106	SEÑALES DE EMERGENCIA	GLOBAL	1.00	Q5,200.00	Q5,200.00
107	MEDIDAS DE MITIGACIÓN AMBIENTAL	UNIDAD	7600.00	Q5.00	Q38,000.00
108	LIMPIEZA GENERAL	UNIDAD	1.00	Q6,794.50	Q6,794.50
COSTO TOTAL TERCER NIVEL)					Q1,450,922.00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q5,673,873.75
EL PRESENTE PRESUPUESTO TIENE UN COSTO TOTAL DE: CINCO MILLONES SEISCIENTOS SETENTA Y TRES MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y TRES QUETZALES CON 75 CENTAVOS.					

Fuente: Elaboración propia con Microsoft Excel 2016.

Anexo 8.

Coeficientes de momento para carga viva y muerta

$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_b^2$
 $M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$

donde w = carga muerta más viva uniforme total

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

Fuente: (ARTHUR H. NILSON, 2001, p. 378).

Anexo 9.

Coeficientes de momento para carga muerta

$M_{a, pos, dl} = C_{a, dl} w l_b^2$ donde $w =$ carga muerta uniforme total
 $M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$

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

Fuente: (ARTHUR H. NILSON, 2001, p. 379).

Anexo 10.

Coeficientes de momento para carga viva

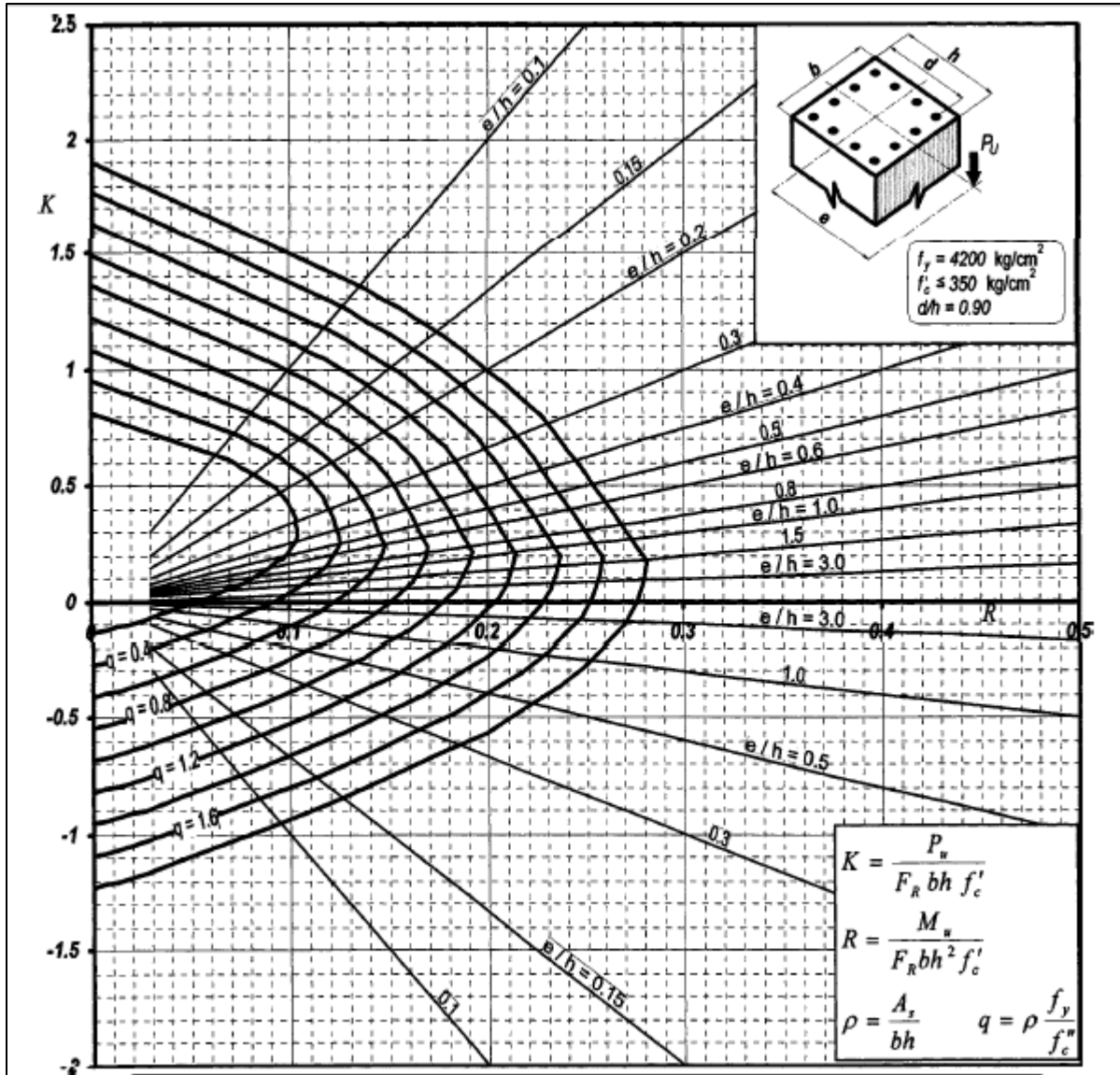
$M_{a,pos,II} = C_{a,II} w l_a^2$
 donde $w =$ carga viva uniforme total
 $M_{b,pos,II} = C_{b,II} w l_b^2$

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

Fuente: (ARTHUR H. NILSON, 2001, p. 380).

Anexo 11.


Diagrama de iteración de columna para valores $K'x$ y $K'y$



Fuente: Aspectos fundamentales del concreto reforzado, apéndice c pág. 776.

Anexo 12.

Estudio de suelos



SAPON
LABORATORIOS DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
ISRAEL B. SAPON

LOS RESULTADOS AQUÍ EXPRESADOS SÓLO AFECTAN A LOS
ESPECIMENES ENSAYADOS. NO CONTIENE NINGUNA
VALORACIÓN DE NINGÚN TIPO SOBRE LOTES O GRUPOS DE
MUESTRAS. ÉSTE REPORTE NO DEBERÁ SER REPRODUCIDO
PARCIAL O TOTALMENTE, SIN LA APROBACIÓN DE
LABORATORIO

INTERESADO: MUNICIPALIDAD DE ESQUIPULAS PALO GORDO, SAN MARCOS

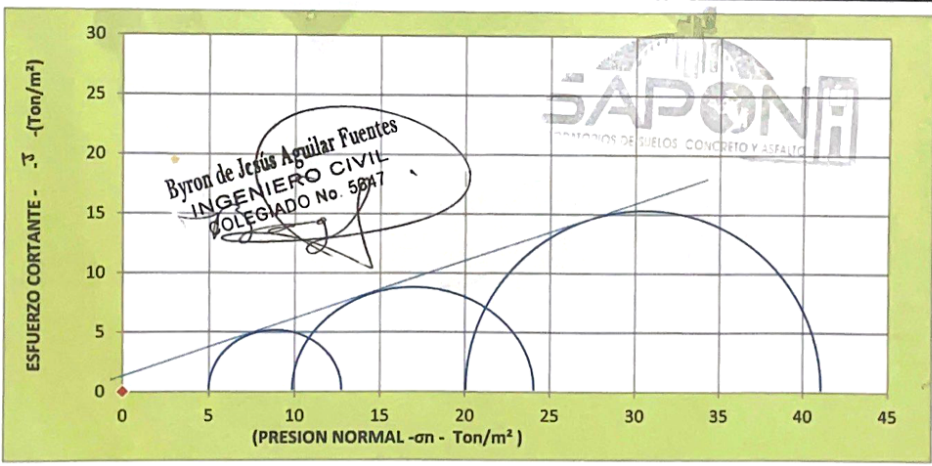
PROYECTO: DISEÑO EDIFICIO PARA MERCADO MUNICIPAL AREA URBANA, MUNICIPIO DE
ESQUIPULAS PALO GORDO, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

FEBRERO DEL 2023

**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR
NO DRENADO Y NO CONSOLIDADO**

PARAMETROS DE CORTE

ANGULO DE FRICCION INTERNA: $\phi = \text{GRADOS}^{\circ}$	28.01	COHESION: $C_u =$	4.5	<i>Ton/m²</i>
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA:		2.5" X 5.0"		
OBSERVACIONES <i>MUESTRA TOMADA POR EL INTERESADO</i>				
PROBETA No.		1	2	3
PRESION LATERAL	(Ton/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA	q(Ton/m ²)	8.26	14.35	21.89
PRESION INTERSTICIAL	u(Ton/m ²)	X	X	X
DEFORMACION EN ROTURA	Er (%)	2.0	4.0	6.0
DENSIDAD SECA	(Ton/m ³)	1.26	1.26	1.26
DENSIDAD HUMEDA	(Ton/m ³)	1.82	1.82	1.82
HUMEDAD		44.85	44.85	44.85



DESCRIPCION DEL SUELO: LIMO ARCILLOSO COLOR CAFÉ

FACTORES DE PROFUNDIDAD EN METROS

DESPLANTE (DF): 2.00

BASE: 1.0 LARGO: 1.0

Sta. Calle "A" lotificacion el Jordan, lote No. 41 zona 5, San Marcos, San Marcos, Guatemala.
 Cel: claro +502 - 5514-5468
 E-mail: benjaminsapon@gmail.com

Fuente: Laboratorio de suelos, concreto y asfalto SAPON.